

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

имени М.В. ЛОМОНОСОВА

ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ ФАКУЛЬТЕТ

*На правах рукописи*



**Сенцова Екатерина Алексеевна**

**ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ  
ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ДИНАМИЧЕСКОГО  
НАГРУЖЕНИЯ МОДЕЛЬНЫХ ОБРАЗЦОВ**

Специальность 1.6.7 – Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение

**ДИССЕРТАЦИЯ**

на соискание ученой степени

кандидата геолого-минералогических наук

Научный руководитель:

доктор геол.-мин. наук, профессор

**ВОЗНЕСЕНСКИЙ Евгений Арнольдович**

Москва – 2023

## Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	3
ГЛАВА 1. ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ДИНАМИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ.....	9
1.1. Основные виды реакции дисперсных грунтов на динамическое воздействие.....	9
1.2. Современные представления о прочности грунтов и подходы к ее оценке .....	14
1.3. Состояние вопроса о влиянии динамического режима нагружения на изменение прочности и параметров прочности дисперсных грунтов .....	21
Выводы по главе 1.....	38
ГЛАВА 2. ХАРАКТЕРИСТИКА ИССЛЕДОВАННЫХ ГРУНТОВ .....	40
Выводы по главе 2.....	46
ГЛАВА 3. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОЧНОСТИ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ .....	47
3.1. Методика изучения состава, физических и физико-химических свойств дисперсных грунтов .....	47
3.2. Методика проведения статических и динамических трехосных испытаний.....	48
Выводы по главе 3.....	62
ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ МОДЕЛЬНЫХ ОБРАЗЦОВ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ .....	63
4.1. Оценка динамической прочности песчаных грунтов .....	63
4.2. Оценка динамической прочности глинистых грунтов .....	77
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	93
ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	95
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	96
Приложение 1. Характеристика песчаных грунтов .....	104
Приложение 2. Характеристика глинистых грунтов .....	106

## **ВВЕДЕНИЕ**

### **Актуальность темы**

Последнее столетие знаменуется бурным ростом строительства инженерных сооружений различного назначения нередко на площадках со сложными инженерно-геологическими условиями. Одним из факторов, негативно влияющих на проектирование и строительство, является воздействие динамических нагрузок природного и техногенного происхождения на грунты основания.

Для количественной характеристики динамических свойств грунтов как среды распространения волн напряжений используются следующие основные величины: ряд динамических деформационных и энергетических параметров – характеристики затухания волн напряжений в грунтах, модуль Юнга, динамический модуль сдвига, динамический модуль общей деформации, коэффициент Пуассона. Изменение же параметров прочности при воздействии динамических нагрузок остается дискуссионным. Общепринятая методика их определения также не разработана.

Анализ опубликованной научно-технической литературы по тематике исследования показал: несмотря на то, что под влиянием вибрации, как установлено многочисленными исследованиями, сопротивление грунтов сдвигу снижается, существуют различные точки зрения на природу этого эффекта, в том числе на количественную оценку динамических характеристик прочностных свойств грунтов. В связи с этим изучение прочностных свойств дисперсных грунтов в условиях динамического нагружения является актуальным направлением исследований.

### **Степень разработанности темы исследования**

Результаты исследований, посвященных изучению динамической прочности дисперсных грунтов, представлены в работах Аверочкиной М.В. (1975, 1983), Баркана Д.Д. (1959), Беллендира Е.Н. (2006), Блехманова И.И. (1953), Велли Ю.А. (1958), Вознесенского Е.А. (1997), Вудса Р. (1978), Добровольского А.А. (1975), Ермолаева Е.Н. (1968), Ершова В.А. (1962), Жинкина Г.Н. (1956), Зарубиной Л.П. (1970), Иванова П.Л. (1985), Ишихары К. (1975, 1984), Касуды К. (1984), Кистанова А.И. (1969), Кутергина В.Н. (1982, 1989), Лагойского А.И. (1962), Латыпова А.И. (2011), Лаша Ф.Л. (1937), Мано Р. (1975), Маслова Н.Н. (1959), Мусаэляна А.А. (1977), Нагао А. (1975), Перлея Е.М. (1964), Покровского Г.И. (1937), Поспелова В.А. (1965), Преображенской Н.А. (1958), Прокудина И.В. (1975, 1982), Ребиндера П.А. (1968), Савченко И.А. (1958), Сенина Н.В. (1968), Се-Дин-И (1962), Сида Б. и Ли К. (1966), Сипидина В.П. (1954), Соколова В.А. (1956), Татсуоки Ф. (1986),

Трофименкова Ю.Г. (1975), Тубольцева В.М. (1969), Флориной Н.В. (1954), Харкуты И.И. (1964,1971,1973), Шаниной А.Н. (1969).

Фактические результаты, методические решения и теоретические построения, приведенные в работах перечисленных исследователей, были учтены автором при планировании и выполнении им настоящей диссертационной работы.

### **Цели и задачи работы**

Целью работы является изучение закономерностей изменения сдвиговой прочности и параметров прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях динамического нагружения и разработка методики их экспериментального определения.

Для достижения этой цели были поставлены следующие задачи:

1. Анализ опубликованных работ по направлению исследования.
2. Экспериментальное определение сдвиговой прочности и параметров прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях статического нагружения.
3. Разработка методического подхода к определению сдвиговой прочности и параметров прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях динамического нагружения.
4. Сравнительный анализ сдвиговой прочности и параметров прочности в статических и динамических условиях по данным экспериментальных исследований.

### **Объект и предмет исследования**

Объектом исследования являются плиоцен-четвертичные песчаные грунты аллювиального генезиса, отобранные в долине р. Волга (район г. Волгограда), четвертичные песчаные аллювиальные грунты, отобранные в долине р. Дунай (район г. Пакш), модельные грунты заданной влажности и плотности, изготовленные из глинистых грунтов оксфордского яруса верхнего отдела юрской системы морского генезиса, отобранные в районе города Обнинск Калужской области и четвертичные глинистые грунты морского генезиса, отобранные в северо-восточной части Баренцева моря природного сложения.

Предметом исследования являются знания о закономерностях изменения прочностных характеристик песчаных и глинистых грунтов в условиях динамического нагружения.

### **Научная новизна работы**

1. Предложен новый методический подход к определению параметров динамической сдвиговой прочности водонасыщенных модельных образцов песчаных и глинистых грунтов при совместном анализе данных статических и динамических трехосных испытаний.
2. Впервые доказано, что при прочих равных условиях величина угла внутреннего трения водонасыщенных образцов песчаного грунта средней плотности в статических и динамических условиях одинакова.

3. Впервые показано, что при прочих равных условиях величина угла внутреннего трения водонасыщенных образцов глинистого грунта с преимущественно коагуляционной структурой в статических и динамических условиях одинакова, однако при динамическом нагружении сцепление грунта снижается.

### **Теоретическая и практическая значимость работы**

1. Предложены критерии идентификации напряженного состояния грунта в момент разрушения при динамическом воздействии, на основании которых разработана методика экспериментальной оценки сдвиговой прочности песчаных и глинистых грунтов в таких условиях.

2. Показано, что прочностные параметры песков средней плотности - угол внутреннего трения ( $\varphi$ ) и сцепление ( $C$ ) - могут определяться в статических испытаниях, но для корректного определения их сдвиговой прочности и возможности разрушения в динамических условиях необходим контроль порового давления.

3. Доказано, что величина сдвиговой прочности и прочностных параметров глинистых грунтов зависят от вида прикладываемой нагрузки. Определение параметров динамической прочности глинистых грунтов более трудоемко и предполагает предварительную экспериментальную оценку деформации грунта при разрушении в статических условиях и экспериментальную оценку степени снижения сцепления грунта.

### **Методология и методы исследований**

Данное диссертационное исследование опирается на теоретические основы и методологию таких научных направлений как грунтоведение, механика и динамика грунтов. Для изучения закономерностей изменения прочностных характеристик песчаных и глинистых грунтов в условиях динамического нагружения и разработки методики их определения были использованы как экспериментальные, так и теоретические методы исследования инженерной геологии и других геологических наук. Экспериментальная часть исследования включала в себя ряд необходимых определений показателей состава и свойств изучаемых дисперсных грунтов и проведение лабораторных статических и динамических испытаний в условиях трехосного сжатия. Обработка полученных экспериментальных результатов проводилась путем анализа траекторий эффективных напряжений, представленных в виде инвариант напряжений – девиатора ( $q$ ) и среднего эффективного напряжения ( $p'$ ). Определение прочности и параметров прочности грунтов было проведено в рамках теории прочности Кулона-Мора.

### **Основные защищаемые положения**

1. **Общий методический подход к экспериментальной оценке сдвиговой прочности дисперсных грунтов в условиях трехосного сжатия, мобилизуемой при динамическом нагружении, который основан на определении напряженного состояния**

**образца в момент разрушения по критериям разжижения или предельной деформации грунта.**

Особенности предложенного подхода заключаются в следующем:

- напряженное состояние в момент разрушения песчаных грунтов определяется на траектории эффективных напряжений как максимальное значение девиатора перед разжижением грунта в том же цикле при соответствующем ему среднем эффективном напряжении;

- для глинистых грунтов напряженное состояние в момент разрушения фиксируется на траектории эффективных напряжений как максимальное значение девиатора и соответствующего ему среднего эффективного напряжения в том цикле нагружения, при котором уровень осевой деформации равен среднему предельному значению при разрушении этого грунта в серии статических трехосных испытаний.

Описанное напряженное состояние и соответствует сдвиговой прочности дисперсного грунта в условиях динамического нагружения.

**2. Снижение сдвиговой прочности водонасыщенных модельных образцов песчаного грунта средней плотности в динамических условиях по сравнению со статическими обусловлено изменением напряженного состояния грунта, при этом параметры прочности (угол внутреннего трения и сцепление) остаются неизменными. Эти параметры могут приниматься по данным статических испытаний, но для корректного определения сдвиговой прочности и возможности разрушения при динамическом нагружении необходим контроль порового давления.**

Полученные показатели сдвиговой прочности песков мелких, средней крупности и гравелистых в сериях статических и динамических трехосных испытаний совпали, что свидетельствует о независимости угла внутреннего трения и сцепления от режима нагружения в песчаных грунтах.

**3. Глинистые грунты с преимущественно коагуляционной структурой при динамическом и статическом нагружении имеют идентичный угол внутреннего трения, при этом показатель сцепления, в условиях статического испытания образцов, выше полученного при динамическом нагружении.**

Параметры прочности, полученные экспериментальным путем на водонасыщенном модельном глинистом грунте заданной влажности и плотности, показывают равенство углов внутреннего трения в сериях статических и динамических трехосных испытаний и уменьшение сцепления в 2,5-3,5 раза при динамическом нагружении в отличие от статического.

**Структура работы, фактический материал и личный вклад автора.**

Диссертационная работа изложена на 107 страницах и состоит из введения, 4 глав, выводов, списка литературы из 102 источников и 2 приложений. Текст сопровождается

13 таблицами и 72 рисунками.

Вся теоретическая и экспериментальная часть исследований выполнена лично автором на кафедре инженерной и экологической геологии Геологического факультета МГУ имени М.В. Ломоносова. Основные положения работы и ее выводы основываются на результатах более 100 лабораторных испытаний при трехосном сжатии, выполненных на песчаных и глинистых грунтах, и расчетах, проведенных на их основе.

#### **Степень достоверности и апробация результатов**

Достоверность полученных научных результатов обеспечивается применением в ходе диссертационного исследования современных методов лабораторных испытаний, а также качеством данных и достаточным количеством выполненных экспериментов.

Основные положения диссертационной работы изложены в 5 статьях в журналах «Инженерные изыскания» (2014, №5-6), «Геотехника» (2016, №2), «Инженерная геология» (2017, №1, 2019, №2) и «Грунтоведение» (2019, №2), 4 статьях в сборниках «Инженерные изыскания в строительстве» (2016, 2018), «Новые идеи и теоретические аспекты инженерной геологии» (2021), «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации» (2022).

Основные результаты исследования докладывались на отечественных и международных конференциях:

- Общероссийской научно-практической конференция и выставке «Современные полевые и лабораторные методы исследования грунтов — изыскания и проектирование» (Москва, 2018);
- Международном форуме и выставке высотного и уникального строительства 100+ (Екатеринбург, 2018);
- XIV Общероссийской научно-практической конференции и выставке «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации» (Москва, 2018);
- Международной научной конференции «Новые идеи и теоретические аспекты инженерной геологии» (Москва, 2018);
- XVII Общероссийской научно-практической конференции и выставке «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации» (Москва, 2022).

**Благодарности.** Автор выражает особую благодарность научному руководителю Вознесенскому Евгению Арнольдовичу за помощь в постановке и реализации диссертационной работы, четкую формулировку поставленных целей и задач, организацию и контроль за ходом исследования. Автор признателен всем сотрудникам кафедры инженерной и экологической

геологии Геологического факультета МГУ имени М.В. Ломоносова за ценные советы и замечания, полученные при выполнении диссертационного исследования, а также выражает искреннюю благодарность за научные консультации и моральную поддержку М.С. Никитину, А.Ю. Мирному, Е.С. Кушнаревой, Е.А. Федяевой, М.С. Чернову, Н.А. Ларионовой, В.В. Фуниковой, Е.С. Колиной, В.И. Ждакаеву. Диссертант глубоко признателен своим родителям Сенцову Алексею Михайловичу и Сенцовой Юлии Геннадьевне, а также учителям Л.Е. Жадановой, А.А. Гордееву, А.И. Целищеву и А.Е. Кобитянскому, пробудившим интерес автора к научным исследованиям.



## ГЛАВА 1. ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ДИНАМИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ

Анализируя научно-техническую литературу по тематике исследования можно сделать вывод о том, что наибольшее количество работ по динамике грунтов, как экспериментальных, так и аналитических, проведено на песчаных грунтах. Научный интерес к ним связан с острой необходимостью корректного моделирования и прогноза возможности разжижения и разрушения грунтов, который появился после катастрофических землетрясений в Японии (Ниигата, 1964; Кобе, 1995, восточное побережье о. Хонсю, 2011), на Аляске (Анкоридж, 1964), в Калифорнии (Лома Приета, 1989; Нортридж, 1994), Латинской Америке (Коста-Рика, 1991), на Филиппинах (1990), Афганистане и Пакистане (Гиндукушское землетрясение, 2015), Иране (Бам, 2003), Индонезии (2004), Китае (Сычуаньское землетрясение, 2008), на Гаити (2010). Вопрос о влиянии динамического режима нагружения на изменение прочности и параметров прочности дисперсных грунтов волнует отдельных ученых и целые научные коллективы, начиная со второй половины XX века. Существуют различные взгляды как на решение самого вопроса, так и на научное обоснование методики и трактовку результатов экспериментальных исследований.

### 1.1. Основные виды реакции дисперсных грунтов на динамическое воздействие

При прохождении механических волн через грунты в них возникают колебания частиц друг относительно друга, в результате чего происходит накопление сдвиговых деформаций. По форме проявления существуют следующие основные виды реакции дисперсных грунтов на динамические нагрузки:

1. Уплотнение (отрицательная дилатансия/контракция) свойственно как глинистым, так и песчаным грунтовым разностям. Такое поведение особенно ярко выражено у рыхлых песков любой влажности (рис. 1.1) и увлажненных лессовых грунтов. Отрицательная дилатансия грунта приводит к дополнительным осадкам сооружений. Положительным моментом является то, что эффект уплотнения при вибрации положен в основу методов устройства песчаных свай в сильносжимаемых дисперсных грунтах, а также поверхностного или глубинного виброуплотнения для повышения несущей способности и снижения чувствительности к динамическим воздействиям.

Эффект виброуплотнения максимален у сухих и водонасыщенных песчаных грунтов, но заметно уменьшается при влажности капиллярной влагоемкости и с увеличением эффективных напряжений. Накопление деформаций в песчаных грунтах при динамическом воздействии

может быть длительным (до нескольких лет). Этот процесс П.Л. Иванов назвал виброползучестью. Динамическая уплотняемость грунтов количественно характеризуется изменением коэффициента пористости или величиной дополнительной деформации виброползучести за определенный временной срок при заданных параметрах внешней нагрузки.

2. Разуплотнение (положительная дилатансия) маловлажных плотных песков, сопровождающееся их разупрочнением (рис. 1.2). Такое явление может наблюдаться при воздействии на неоднородные по плотности сложения пески, когда при вибрации рыхлые участки грунта уплотняются, а плотные немного разрыхляются.

3. Динамическое разжижение – переход грунта в текучее состояние в результате полной потери прочности при разрушении структурных связей динамической нагрузкой. Выделяется два основных механизма динамического разжижения дисперсных грунтов:

- В первом случае разжижение вызывается стремлением рыхлой системы к сокращению объема при прохождении волн напряжений и «взвешиванием частиц в воде с резким падением эффективных напряжений вплоть до их исчезновения (рис. 1.3, 1.4). Такой механизм характерен для несвязных и слабосвязных грунтов, обладающих очень слабым сцеплением (Вознесенский, 2005). Процесс разжижения в этом случае включает разрушение структурных связей, собственно разжижение и последующее уплотнение грунта, сопровождающееся отжатием воды из пор.

- Во втором случае разжижение вызывается резким снижением сопротивления связного грунта сдвигу в результате падения эффективных напряжений и разрушения коагуляционной структурной сетки при прохождении механической волны. В результате развиваются огромные деформации, внешне проявляющиеся как течение грунтовой массы. В этом случае может не происходить заметного уплотнения грунта с отжатием влаги.

Динамическое разжижение характерно для следующих грунтовых разностей:

- а) водонасыщенных рыхлых мелких песков и песков средней крупности;
- б) связных грунтов, имеющих метастабильные структуры и низкую физико-химическую активность (например, ледниково-морских «пльвунных» глин);
- в) слабосвязных грунтов в водонасыщенном состоянии (существенно пылеватых песков, супесей, легких суглинков с удельной поверхностью менее  $30 \text{ м}^2/\text{г}$ ). Это обусловлено особенностями их смешанной по своему типу структуры – кулоновское трение меньше, чем в чистых песках, а коагуляционная сетка слабая и прерывистая. Низкая водопроницаемость затрудняет диссипацию порового давления и облегчает быстрое разжижение грунта (Вознесенский, 2005).

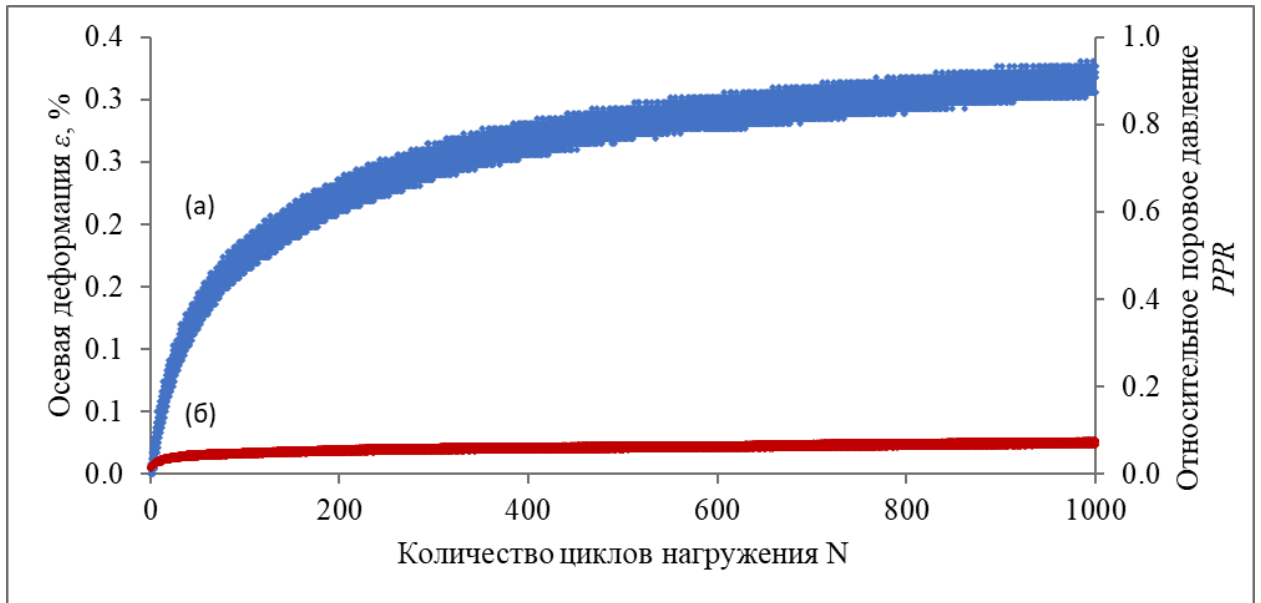


Рис. 1.1. Динамическое уплотнение. Кинетика накопления осевой деформации (а) и относительного порового давления (б) модельного образца песка мелкого с коэффициентом пористости  $e = 0.68$ , параметр Скемптона  $B=U/\sigma_m=0.97$  ( $\sigma_3 = \sigma_1 = 184$  кПа,  $\sigma_d = 35$  кПа) (данные автора)

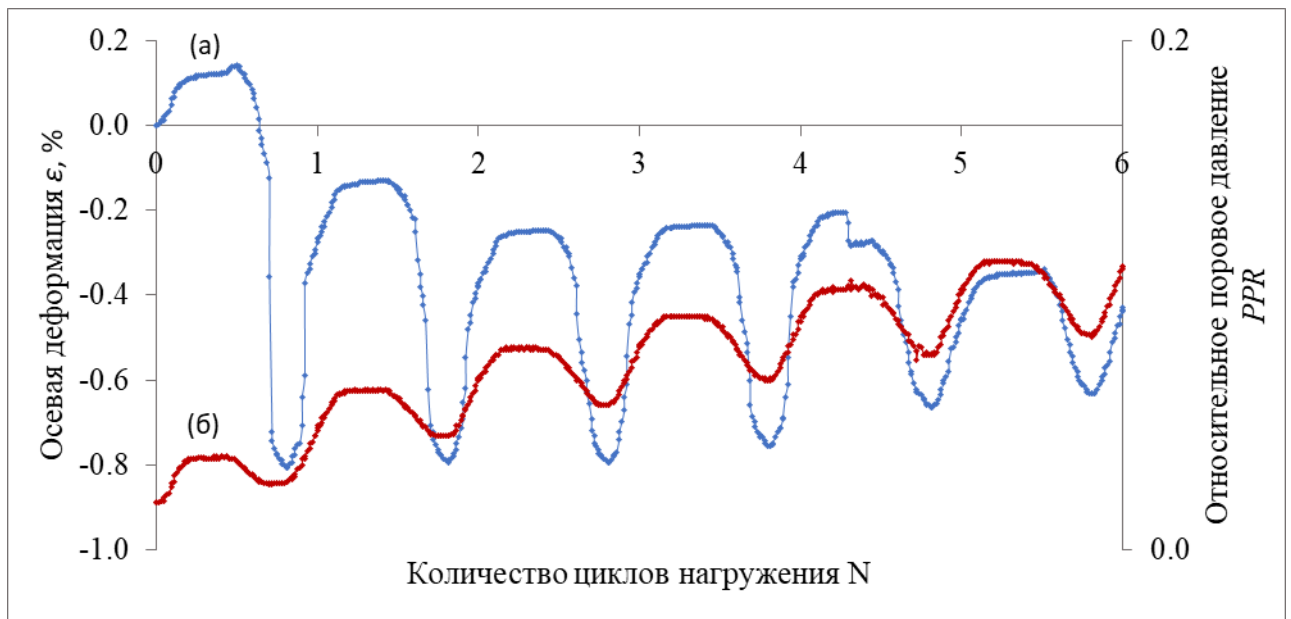


Рис.1.2. Динамическое разуплотнение. Кинетика накопления осевой деформации (а) и относительного порового давления (б) модельного образца песка пылеватого с коэффициентом пористости  $e = 0.57$ , параметр Скемптона  $B=U/\sigma_m=0.93$  ( $\sigma_1 = \sigma_3 = 298$  кПа,  $\sigma_d = 33$  кПа) (данные автора)

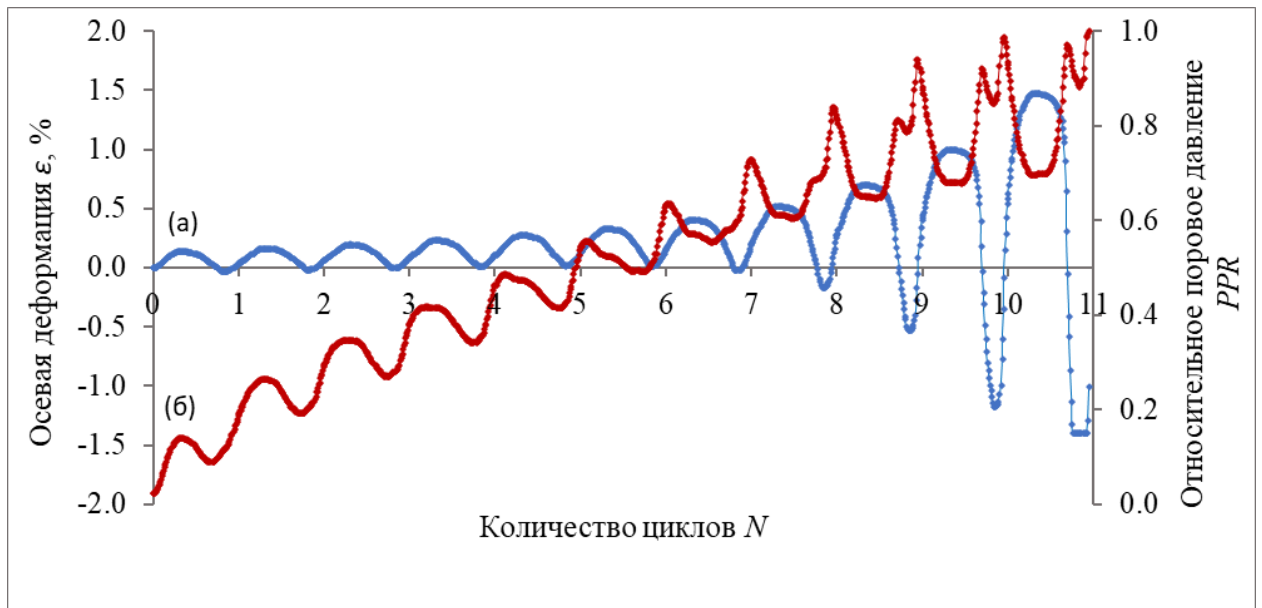


Рис. 1.3. Динамическое разжижение. Кинетика накопления осевой деформации (а) и относительного порового давления (б) модельного образца песка мелкого с коэффициентом пористости  $e = 0.67$ , параметр Скемптона  $B=U/\sigma_m=0.99$  ( $\sigma_3 = \sigma_1 = 141$  кПа,  $\sigma_d = 77$  кПа) (данные автора)

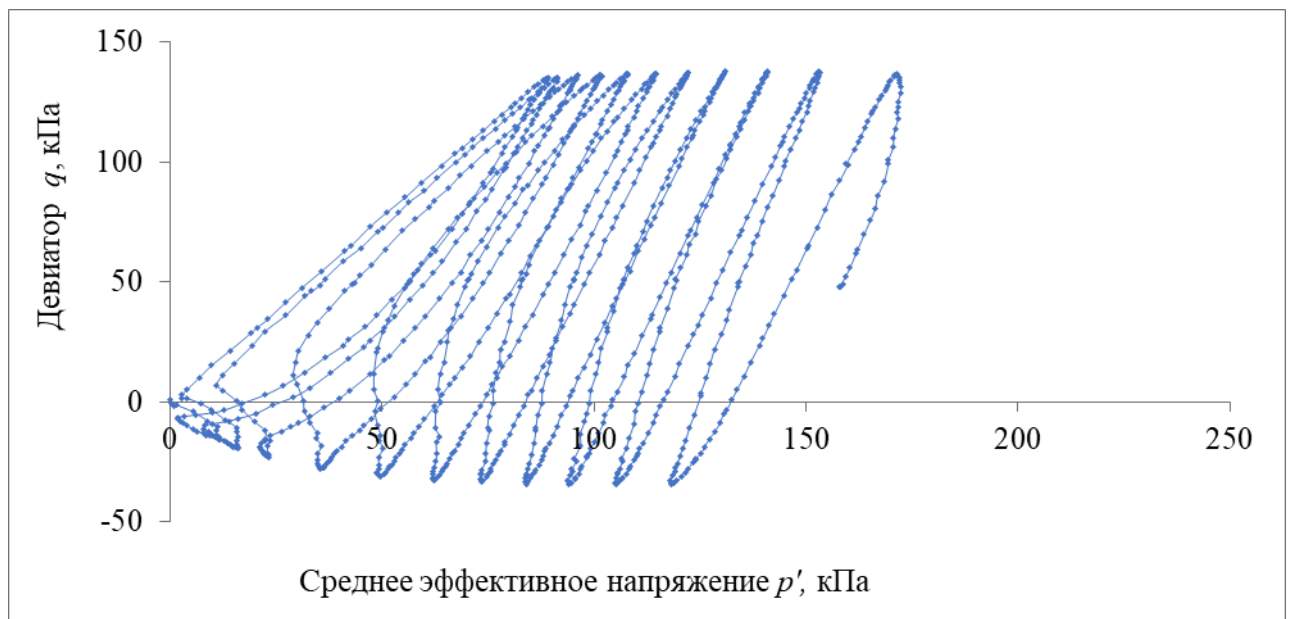


Рис.1.4. Динамическое разжижение. Траектория эффективных напряжений в модельном образце песка мелкого с коэффициентом пористости  $e = 0.67$ , параметр Скемптона  $B=U/\sigma_m=0.99$  ( $\sigma_3 = \sigma_1 = 141$  кПа,  $\sigma_d = 77$  кПа) (данные автора)

4. Циклическая подвижность – постепенное накопление сдвиговых деформаций грунтов, которые мобилизуют значительное сопротивление динамическому воздействию даже при эффективных напряжениях, близких к нулю (рис. 1.5, 1.6). Обязательным условием циклической подвижности является положительное поровое давление хотя бы в течение части цикла нагрузки, иначе отрицательное поровое давление и соответствующий всплеск эффективного напряжения не допускают накопления деформаций. Явно проявляется в водонасыщенных песках относительно плотного сложения, редко в связных грунтах. Циклическая подвижность может иметь прогрессирующий характер и привести к сдвиговому разрушению грунта без его разжижения, что выражается в накоплении значительных деформаций. Она также может быть затухающей – стабилизирующейся на определенном уровне амплитуды деформации, если нагрузка невелика, а максимум относительного порового давления не превышает 0.7. Наконец, результатом может быть просто медленное накопление деформаций до некоторого критического для данного сооружения уровня (Вознесенский, 2000).

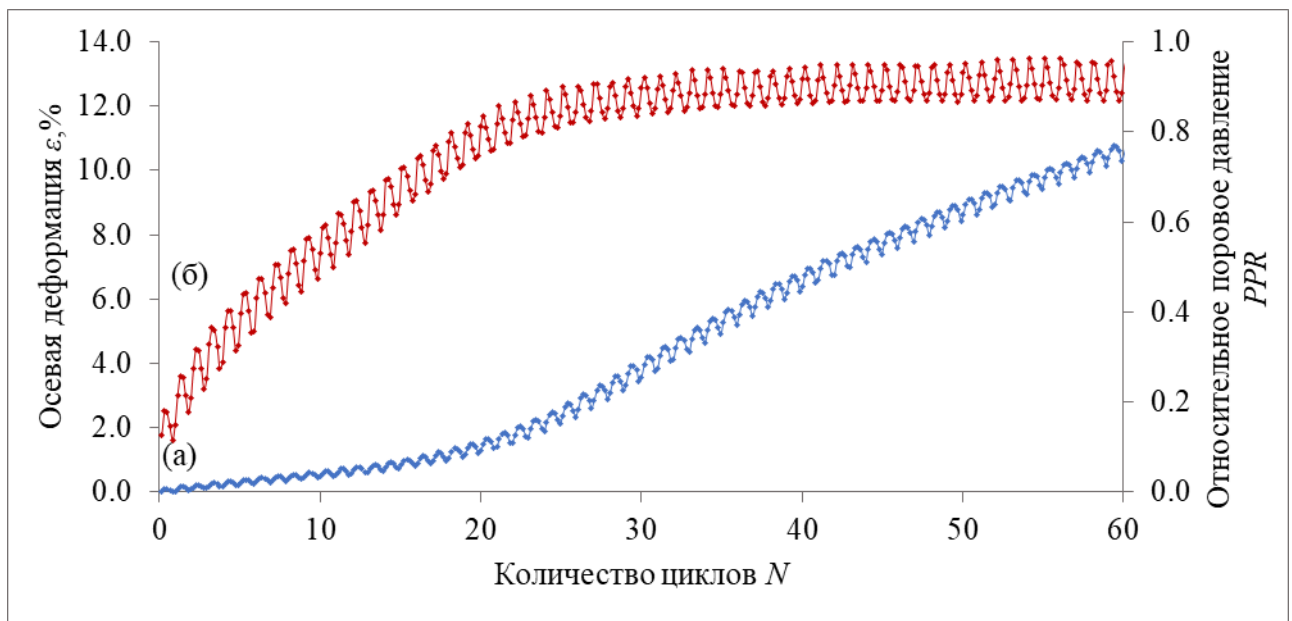


Рис. 1.5. Циклическая подвижность. Кинетика накопления осевой деформации (а) и относительного порового давления (б) модельного образца супеси песчанистой пластичной с коэффициентом пористости  $e = 0.94$ , параметр Скемптона  $B = U/\sigma_m = 0.92$  ( $\sigma_3 = 60$  кПа,  $\sigma_1 = 75$  кПа,  $\sigma_d = 12$  кПа) (данные автора)

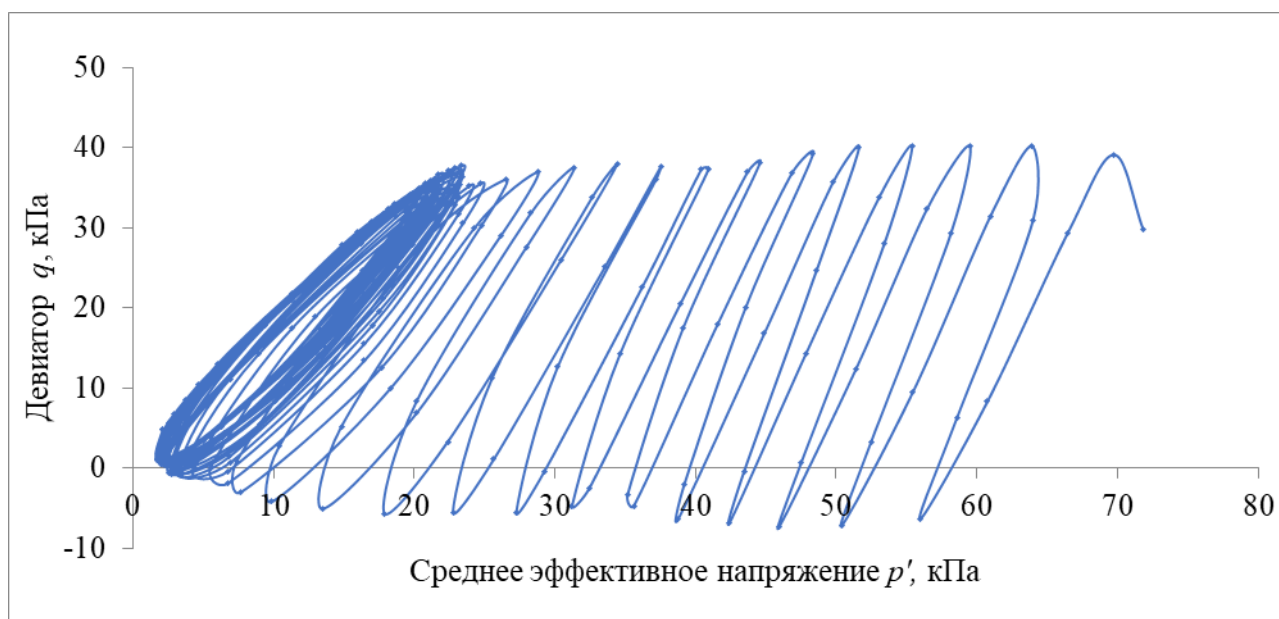


Рис. 1.6. Циклическая подвижность. Траектория эффективных напряжений в модельном образце супеси песчанистой пластичной с коэффициентом пористости  $e = 0.94$ , параметр Скемптона  $B=U/\sigma_m=0.92$  ( $\sigma_3 = 60$  кПа,  $\sigma_1 = 75$  кПа,  $\sigma_d = 12$  кПа) (данные автора)

## 1.2. Современные представления о прочности грунтов и подходы к ее оценке

В инженерно-геологической практике при рассмотрении вопроса о прочности грунтов существуют три основополагающих понятия – прочность, предел прочности и условия прочности. Условия прочности, в свою очередь, характеризуются различными параметрами.

Под **прочностью** грунтов понимают способность грунта сопротивляться разрушению или развитию больших пластических деформаций, приводящих к недопустимым искажениям формы.

**Предел прочности** – это такой уровень нагрузки, при превышении которого наступает практически полное разрушение грунта, и он уже не может воспринимать прикладываемые к нему усилия. Предел сдвиговой прочности материала обычно выражается численным значением касательного напряжения или девиатора напряжений и имеет размерность напряжения.

Для математического описания факта достижения предела прочности разработаны различные **условия прочности**, которые характеризуются различными (в зависимости от выбранного условия) **параметрами**. К настоящему времени для описания поведения глинистых и песчаных грунтов разработано более двух десятков условий прочности, которые подразделяются на однопараметрические (Треска, Мизеса, Ладе-Дункана, Мацуока-Накаи), двухпараметрические (Мора-Кулона, Друкера-Прагера) и многопараметрические.

Несмотря на многообразие введенных условий прочности, на практике широко применяются лишь некоторые из них. Это в первую очередь условие прочности Мора – Кулона, Саp, Cam-Clay, модифицированные Cam-Clay модели и многоповерхностные модели при циклическом нагружении (Болдырев, 2008).

Понимание значений этих терминов играет важную роль при рассмотрении тематики исследования.

В лабораторных условиях испытания с целью определения прочности песчаных и глинистых грунтов проводятся в приборах прямого (одноплоскостного) сдвига, приборе простого сдвига, приборе кольцевого сдвига, крутильного сдвига, приборе плоской деформации, приборе трехосного сжатия, реже истинного трехосного сжатия.

Характеристики прочности определяются при различных условиях нагружения: статических (которые в свою очередь делятся на ступенчатые и кинематические (монотонные)) и динамических. При ступенчатом нагружении касательная нагрузка прикладывается возрастающими ступенями, при кинематическом с заданной скоростью, динамическая нагрузка – переменная нагрузка, изменяющаяся во времени быстрее, чем рассеиваются вызванные ею в грунте напряжения. При различных вариантах нагружения образца грунта прочность получается разная, также прочность зависит от вида моделируемого напряженного состояния, скорости деформации, условий дренирования в течение стадии сдвига и выбранной схемы нагружения.

При проведении лабораторных испытаний на динамическое нагружение с целью определения прочности и, в ряде случаев, прочностных характеристик дисперсных грунтов используются различные схемы нагружения. Профессором Токийского университета К. Ишихарой (2006) все испытания, применяемые в мировой практике для определения динамической прочности грунтов, подразделены на четыре группы (рис. 1.7) в зависимости от того, было ли нагружение быстрым или медленным, монотонным или циклическим.

На рисунке 1.7а показаны результаты первого типа испытаний на монотонное нагружение, в котором разрушение грунта происходит через несколько секунд. Их проводят с целью определения прочности грунта при нагрузке, вызванной, например, детонацией взрывчатых веществ или падением бомбы.

Ко второму типу динамического нагружения (рис. 1.7b) относится приложение циклической нагрузки вслед за статическим монотонным нагружением образца. Чаще всего подобные испытания проводят для определения прочности грунтов при землетрясениях. На начальной стадии производится статическое монотонное нагружение, когда величина касательного напряжения соответствует устойчивому статическому состоянию грунта перед землетрясением. Такое состояние характерно для грунтов, залегающих в основании склонов. После приложения постоянных касательных напряжений образцы грунта подвергают

циклическому девиаторному нагружению до их разрушения. На этой фазе испытаний моделируют воздействие циклических касательных напряжений при землетрясениях.

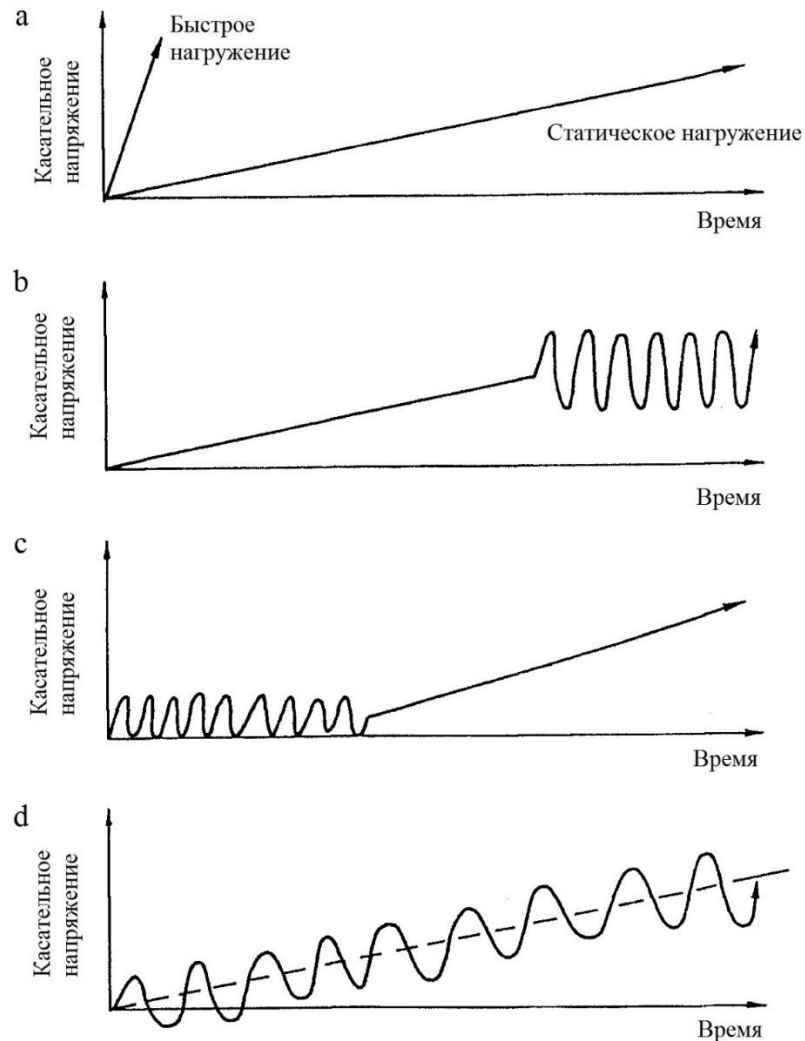


Рис. 1.7. Типы испытаний на динамическое нагружение: а – монотонное нагружение; б – монотонно-циклическое нагружение; с – циклически-монотонное нагружение; д – монотонно-увеличивающееся циклическое нагружение (Ишихара, 2006)

- Цель третьего типа испытаний (Рис. 1.7с) - определение изменения прочности и жесткости грунта, вызванных сейсмическими воздействиями. После определенного количества циклов нагружения образцы грунта разупрочняются, и их статическая прочность и деформационные свойства изменяются по сравнению с первоначальными. Знание этих свойств грунтов необходимо для анализа устойчивости дамб и насыпей.

- На рисунке 1.7d показана схема испытаний четвертого типа, которые применяются крайне редко и предназначены для изучения статической прочности грунта, подверженного вибрационному воздействию. Статическое сопротивление грунта, находящегося в



непосредственной близости от обычных или шпунтовых свай, может уменьшаться из-за вибрации, вызванной погружением сваи. В таких случаях прочностные свойства грунта определяют в ходе лабораторных испытаний, в которых на образец грунта, расположенный на вибростенде, воздействуют монотонно возрастающие касательные напряжения.

Одним из широко распространенных лабораторных методов определения прочности дисперсных грунтов является трехосное сжатие. При этом, существенным моментом при интерпретации такого рода лабораторных испытаний является выбор **критерия разрушения** для определения предела прочности грунтов.

В мировой практике при интерпретации результатов *статических трехосных испытаний* используется два критерия, характеризующих разрушение образца:

1. Разность напряжений достигает предельного значения  $q_{max} = \sigma'_1 - \sigma'_3$ , при этом коэффициент эффективных напряжений  $SR = (\sigma'_1 / \sigma'_m)_{max}$  достигает своего максимума (Świdziński, Miernyński 2005);

2. Достижение 15% осевой деформации ( $\varepsilon$ ) грунта (ГОСТ 12248.3–2020).

В зависимости от вида нагружения (статического или кинематического), вида и состояния грунта (нормально уплотненного или переуплотненного) при испытаниях на сдвиг можно получить различные варианты кривых деформирования (рис. 1.8). Первая кривая характеризуется разрушением грунта при постоянном предельном касательном напряжении  $q_{max}$  и росте деформации сдвига. Вторая характеризует состояние грунта, который в процессе деформирования упрочняется, и на ней невозможно найти точку, соответствующую пределу прочности  $q_{max}$ . Третья описывает поведение грунта при сдвиге, который упрочняется до достижения  $q_{max}$ , а затем с ростом деформации сдвига разупрочняется до критической  $q_{crit}$ . Если для первой и третьей зависимостей можно найти предел прочности, который характеризуется максимумом касательного напряжения, то для второй его нет. Поэтому за предел прочности в этом случае принимают значение девиатора напряжений, соответствующее осевой деформации в опытах на трехосное сжатие, равной 15% (Болдырев, Колесников, Новичков, 2014).

При интерпретации данных *динамических трехосных испытаний* факт разжижения фиксируют по достижении величиной  $PPR$  значения 1.00, либо по прохождении траектории эффективных напряжений через начало координат ( $p' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 = 0$ ;  $q = 0$ ), либо по достижении 5%-ной осевой деформации при  $PPR \geq 0,95$  в зависимости от того, что наступит раньше, факт разрушения грунта фиксируют по достижении осевой деформации более 10% (ГОСТ Р 56353 - 2022). У каждого из представленных критериев, знаменующих разжижение и разрушение грунта, существует ряд нюансов и недостатков.

1. Величина порового давления  $U$  в образце грунта достигает уровня всестороннего давления  $\sigma_3$ , коэффициент относительного порового давления  $PPR = U/\sigma_3 = 1$ .

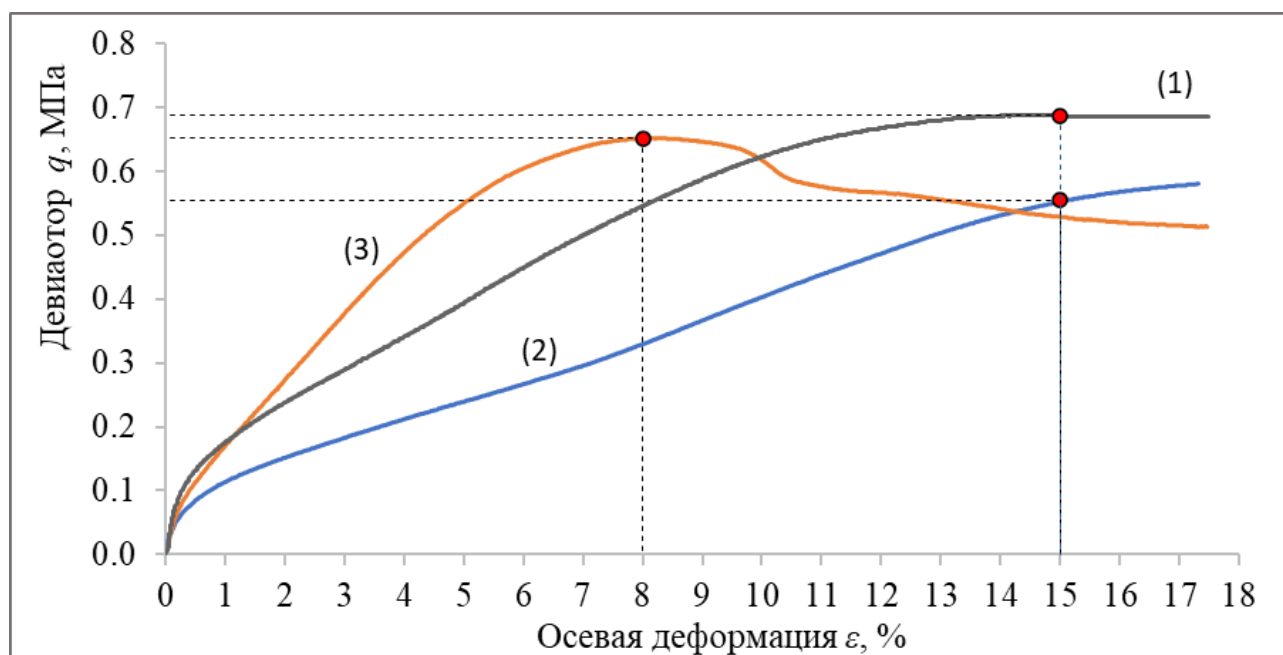


Рис. 1.8. Различные виды зависимости «девиатор-осевая деформация». Статические трехосные испытания: (1) – глина легкая твердая, влажность  $W = 29\%$ ; (2) – глина тяжелая полутвердая, влажность  $W = 30\%$ ; (3) – глина тяжелая полутвердая, влажность  $W = 33\%$ ; ● – точка разрушения

Основной проблемой определения разжижения на основе величины коэффициента приведенного порового давления является корректное измерение порового давления в образце грунта. Изменение порового давления при измерении на торцах образца происходит медленнее, чем его изменение, измеряемое локально в центральной части. Эффект проявляется тем ярче, чем ниже водопроницаемость исследуемого грунта. Это связано с тем, что максимальные касательные напряжения, согласно принципу Сен-Венана, развиваются именно в центральной части образца, которая и деформируется в наибольшей степени. Поэтому наибольшие изменения порового давления происходят именно в центральном сечении образца, а темп выравнивания порового давления между центром и его торцами при этом будут определяться водопроницаемостью грунта (Вознесенский, Никитин, Усов, 2011). Таким образом, при проведении испытаний на грунтах с низкой водопроницаемостью при стандартном способе измерения порового давления на торцах образца критерий  $PPR = 1$  либо будет определен с задержкой, либо вовсе не будет достигнут в течение стадии динамического нагружения. Другим серьезным недостатком указанного критерия является тот факт, что коэффициент относительного порового давления равный единице в принципе достижим не для всех грунтовых разностей. К. Ишихарой (1993) на основании многочисленных экспериментов установлено, что в пылеватых песках и песчанистых супесях, за счет содержания в их составе пылеватых и глинистых частиц, поровое давление развивается до 90–95 % от всестороннего напряжения,

никогда не достигая 100%. При этом рассмотренные грунтовые разности ведут себя как разжижаемые материалы.

2. Полная потеря прочности грунта  $p' = 0$ ,  $q = 0$  при разрушении структурных связей циклической нагрузкой. Так как потеря прочности грунта происходит в результате падения среднего эффективного напряжения до нулевых значений, очевидно, что этот критерий наследует все вышеизложенные недостатки критерия определения разжижения на основе измерения порового давления.

3. Что касается критериев, знаменующих разжижение грунта базирующихся на величине осевой деформации, их существенным минусом является неоднозначность выбора определенного уровня деформации (рис. 1.9).

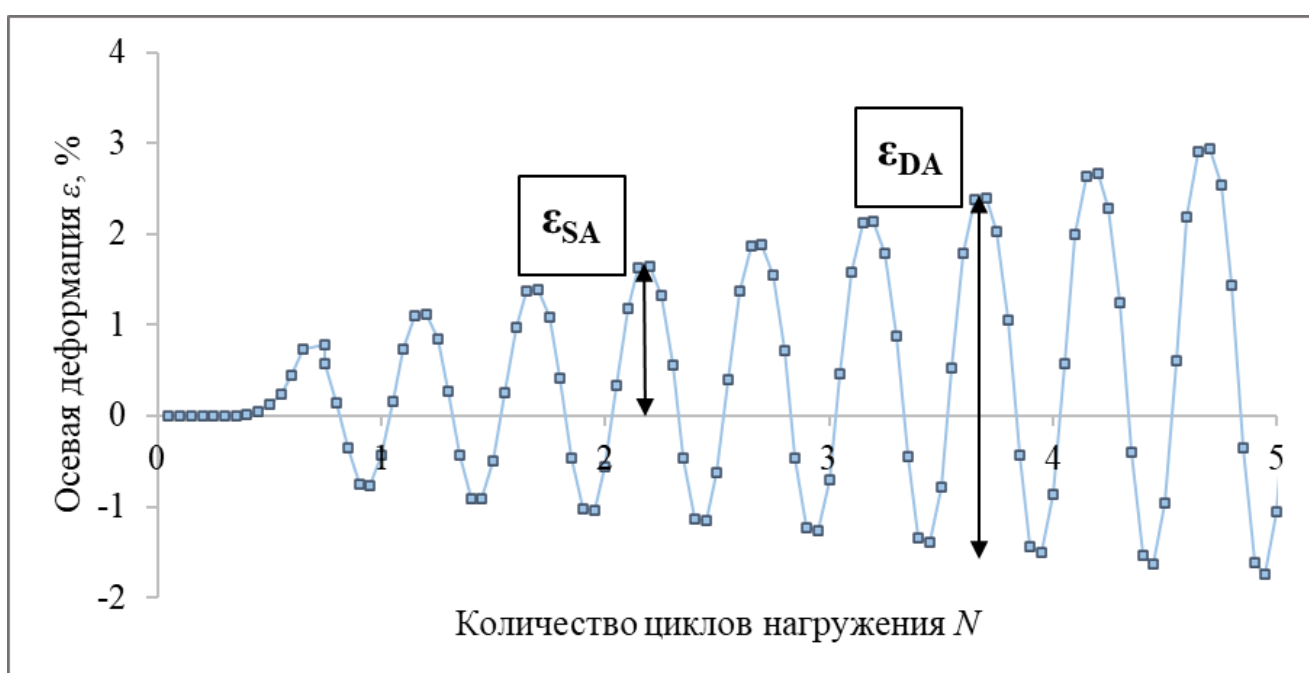


Рис. 1.9. Кривая деформирования образца грунта глины тяжелой полутвердой, влажность  $W = 32\%$  (по данным автора):  $\varepsilon_{DA}$  — двойная амплитуда осевой деформации образца в цикле нагружения,  $\varepsilon_{SA}$  — максимальная осевая деформация образца (при сжатии/растяжении) в цикле от момента начала деформирования

В практике инженерно-геологических исследований разжижение *песчаных* грунтов фиксируется по достижению:

- 5 % двойной амплитуды осевой деформации  $\varepsilon_{DA}$ , при проведении испытаний в приборе динамического трехосного сжатия и 3.75% амплитуды сдвиговой деформации  $\gamma_{SA}$ , при проведении испытаний в приборе динамического простого сдвига. В недренированных условиях осевая деформация, измеряемая в приборе динамического трехосного сжатия, соотносится со сдвиговой деформацией, измеряемой в приборе динамического простого сдвига, в соотношении

$\gamma = 1.5\varepsilon_L$ , следовательно,  $3.75\% \gamma_{SA} = 2.5\% \varepsilon_{SA}$ . Эти реперные уровни деформаций получены К. Ишихарой на основании многочисленных экспериментальных исследований песчаных грунтов (Ishihara, 1980, 1993);

- 6% амплитуды сдвиговой деформации  $\gamma_{SA}$  или 6% двойной амплитуды сдвиговой деформации  $\gamma_{DA}$  при проведении испытаний в приборе динамического простого сдвига, на основании экспериментальных исследований, проведенных Р. Б. Сидом и его коллегами в Калифорнийском университете (Wu et al., 2004);

Эти уровни осевой и сдвиговой деформации выбраны на основании приблизительной корреляции между уровнем деформации и достижением критерия  $PPR = [0.90-1.00]$  в чистых песчаных грунтах различной плотности (Ishihara, 1980, 1993, Wu et al., 2004).

- ГОСТ Р 56353–2022 «Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов» предполагает фиксировать разжижение по достижении 5%-ной осевой деформации при  $PPR \geq 0,95$ ;

- Американский нормативный документ ASTM D5311, регламентирующий выполнение динамических трехосных испытаний требует рассчитывать коэффициент циклических напряжений (CSR - cyclic stress ratio) при деформациях 2.5, 5, 10, 20 % двойной амплитуды осевой деформации  $\varepsilon_{DA}$ .

Влияние выбора уровня деформации на измеренное сопротивление разжижению изменяется незначительно при проведении испытаний на рыхлых песчаных грунтах (Ladd, 1977, Silver et al., 1976), но существенно – при исследовании плотных разностей или песчаных грунтов с добавлением пылевой и глинистой фракции (Polito, 1999, Ishihara, 1993). Вариации в выборе уровня деформации, используемые в определении разжижения песчаных грунтов, зачастую вызывают проблемы корреляции лабораторных данных и приводят к путанице при их применении.

Если говорить о разрушении грунта в лабораторных экспериментах, единого обоснованного критерия, каким образом фиксировать момент разрушения, на сегодняшний день не разработано. ГОСТ Р 56353–2022 «Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов» регламентирует фиксировать разрушение грунта по достижению 10% осевой деформации образца  $\varepsilon_{SA}$  (при сжатии/растяжении) в цикле от момента начала деформирования, Г. Б. Сид (Seed, Lee, 1966) в свою очередь рекомендовал величину в 20 % двойной амплитуды осевой деформации  $\varepsilon_{DA}$ .

### **1.3. Состояние вопроса о влиянии динамического режима нагружения на изменение прочности и параметров прочности дисперсных грунтов**

Увеличение транспортных потоков, строительство уникальных и высотных сооружений, атомных и гидроэлектростанций, освоение морского шельфа, прокладка новых магистральных трубопроводов приводит к необходимости проектирования оснований с учетом не только статических, но и динамических нагрузок. И если в статической постановке задачи определение прочностных свойств хорошо изучено, то изменение параметров прочности при воздействии динамических нагрузок содержит методические трудности. Несмотря на то, что многочисленными исследованиями установлено, что под влиянием вибрационного воздействия сопротивление грунтов сдвигу снижается, существуют различные точки зрения на природу этого процесса, в том числе на количественную оценку динамических характеристик прочностных свойств грунтов (табл. 1.1).

Причина этого обстоятельства в том, что снижение предельного сопротивления сдвигу песчаных грунтов в основном зависит от двух взаимосвязанных и взаимообусловленных факторов, раздельное изучение которых вызывает большие затруднения: первый – возможное изменение истинного коэффициента внутреннего трения и удельного сцепления, второй – изменение напряженного состояния грунта вследствие динамического воздействия. При этом сложная природа грунтов, разнообразие их состава и состояния затрудняют оценку раздельного влияния этих факторов. Кроме того, интенсивность динамического воздействия, очевидно, также определяет степень влияния того или иного фактора (Ухов, 2007). При изучении изменения сопротивления сдвигу глинистых грунтов все авторы приходят к мнению о совместном влиянии двух вышеуказанных факторов.

Первые работы по изучению влияния динамических нагрузок на прочностные свойства грунтов проводились в нашей стране еще в 1934 году под руководством профессора института ВОДГЕО Г.И. Покровского и инженера Военно-инженерной академии РККА Ф.Л. Лаши. На основании серии экспериментов, проведенных на приборе кольцевого штампа с возможностью дополнительного приложения динамических нагрузок, было показано, что при увеличении амплитуды ( $A$ ) и частоты ( $\nu$ ) колебаний в мелкозернистых песках происходит уменьшение коэффициента внутреннего трения ( $B$ ) грунта (рис. 1.10) (Покровский, 1937).

Д.Д. Баркан совместно с И.А. Савченко в своих работах также объясняют природу изменения плотности и прочности грунта под действием вибрационных нагрузок уменьшением сил трения и сцепления (Баркан, 1943, 1948, 1959; Савченко, 1958).

Опыты авторов на сухом песке подтверждают, что при вибрировании грунта физические свойства, от которых зависят величины сил сцепления, претерпевают значительные изменения.

Вследствие уменьшения сил сцепления, действующих между частицами грунта, вызванного вибрированием, авторы делают вывод о том, что необходимо ожидать уменьшение сопротивления грунта сдвигу, а также изменения других характеристик, например коэффициента внутреннего трения, фильтрации и модуля упругости.

Таблица 1.1.

Мнения различных авторов по вопросу уменьшения сопротивления грунтов сдвигу

<b>уменьшение сопротивления песчаных грунтов сдвигу</b>	
<i>возможное изменение истинного коэффициента внутреннего трения и/или удельного сцепления</i>	<i>изменение напряженного состояния грунта вследствие динамического воздействия</i>
Ф.Л. Лаш (1937) Г.И. Покровский (1937) И.А. Савченко (1958) Д.Д. Баркан (1959) В.А. Ершов (1962) Се-Дин-И (1962) Е.М. Перлей (1964)	И.И. Блехманов (1953) В.П. Сипидин (1954) Н.В. Флорина (1954) Н.Н. Маслов (1959) В.А. Поспелов (1965) Б. Сид и К. Ли (1966) К. Ишихара (1975) Р. Вудс (1978) П.Л. Иванов (1985) Ф. Татсуока (1986) Е.А. Вознесенский (1997) Е.Н. Беллендир (2006)
<b>изменение сопротивления глинистых грунтов сдвигу</b>	
<i>изменение напряженного состояния грунта и/или изменение угла внутреннего трения и/или удельного сцепления вследствие динамического воздействия в связи с проявлением тиксотропных свойств</i>	
Г.Н. Жинкин (1956), В.А. Соколов (1956) Ю.А. Велли (1958), Н.А. Преображенская (1958), И.А. Савченко (1958) А.И. Лагойский (1962) И.И. Харкута (1964,1971,1973) Е.Н. Ермолаев (1968), П.А. Ребиндер (1968), Н.В. Сенин (1968) А.И. Кистанов (1969), В.М. Тубольцев (1969), А.Н. Шанина (1969) Л.П. Зарубина (1970) М.В. Аверочкина (1975, 1983), А.А. Добровольский (1975), К. Ишихара (1975, 1984), А. Нагао (1975), Р. Мано (1975), И.В. Прокудин (1975, 1982), Ю.Г. Трофименков (1975) А.А. Мусаэлян (1977) В.Н. Кутергин (1982, 1989) К. Касуда (1984) Е.А. Вознесенский (1997)	

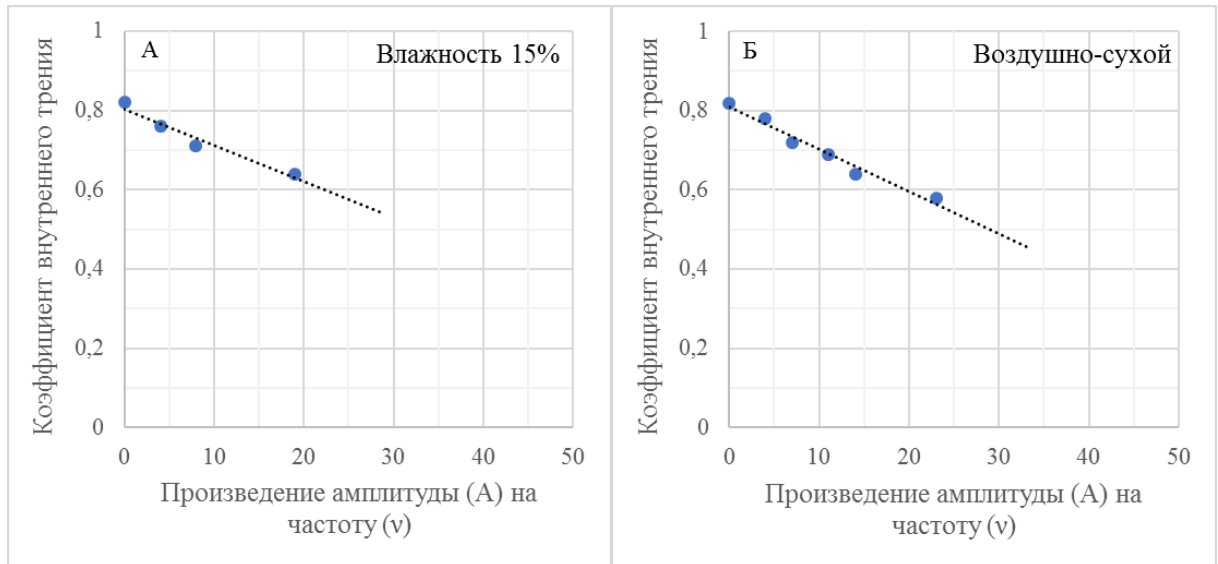


Рис. 1.10. Изменение коэффициента внутреннего трения от амплитуды и частоты воздействия в мелкозернистых песках в водонасыщенном (А) и воздушно-сухом (Б) состоянии (по Ф.Л. Лашу, 1937)

На рисунке 1.11 представлены зависимости деформации сдвига от касательного усилия для сухого песка при наличии и отсутствии вибраций, полученные авторами. Из графиков видно, что при отсутствии вибрации увеличение сдвига при постоянном срезающем усилии наблюдается лишь при значительных усилиях сдвига («течение сдвига»), а во время вибрации «течение сдвига» наблюдается при меньших усилиях.

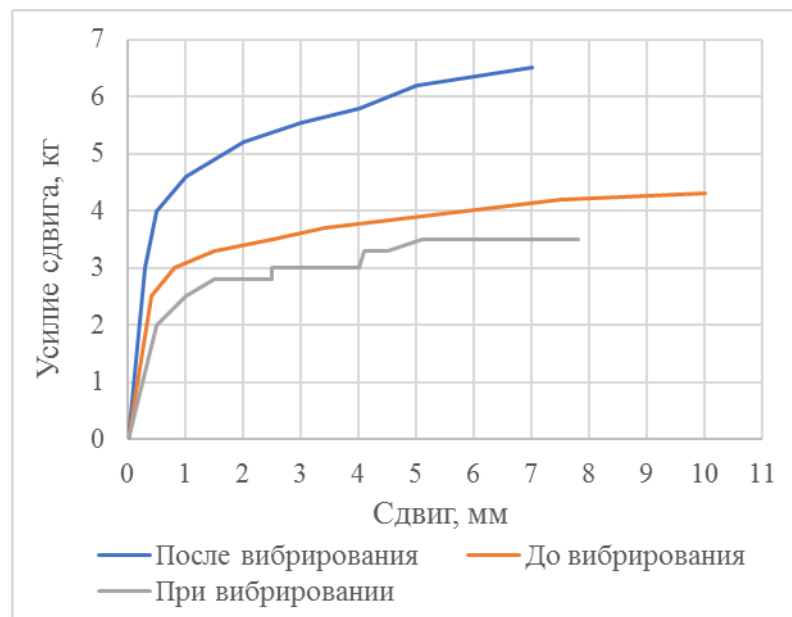


Рис. 1.11. Графики зависимости сдвига от касательного усилия для сухого песка при наличии и отсутствии вибраций (по Д.Д. Баркану, 1943)

Во время вибраций коэффициент внутреннего трения уменьшается и по сравнению с коэффициентом внутреннего трения до и после вибрации. График зависимости коэффициента внутреннего трения от амплитуды колебаний при постоянной частоте для песка изображен на рисунке 1.12. Полученная зависимость позволяет авторам сделать заключение, что с увеличением амплитуды колебаний коэффициент трения уменьшается, стремясь асимптотически к некоторому пределу, зависящему от характера сложения песка и частоты колебаний.

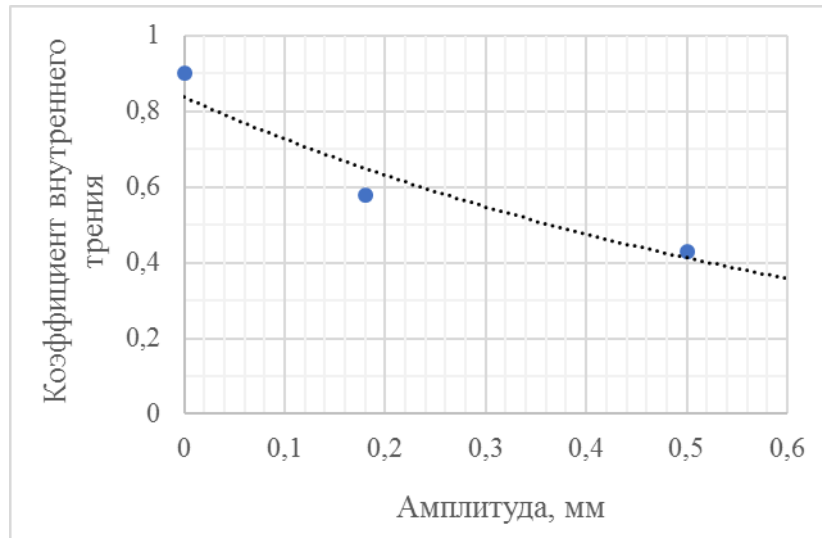


Рис. 1.12. Зависимость коэффициента внутреннего трения сухого песка от амплитуды колебаний при постоянной частоте (по Д.Д. Баркану, 1943)

И.А. Савченко предложена эмпирическая формула (1), которая описывает зависимость коэффициента внутреннего трения песка от ускорения колебаний:

$$K = (K_0 - K_\infty)e^{-\beta \frac{a}{g}} + K_\infty, \quad (1)$$

где  $K_0$  – величина коэффициента внутреннего трения при отсутствии вибраций;

$K_\infty$  – предельное значение коэффициента внутреннего трения;

$g$  – ускорение силы тяжести;

$\beta$  – коэффициент, определяющий влияние вибраций.

Также И.А. Савченко были проведены опыты на сдвиг грунта при дополнительном вибрировании с песками разной влажности. Результаты опытов приведены на рисунке 1.13.

При весовой влажности 13% вибрация оказывает наименьшее влияние на уменьшение коэффициента внутреннего трения. На основе полученных данных автор делает вывод о том, что во влажных грунтах на уменьшение коэффициента внутреннего трения вибрации влияют меньше, чем в сухих, так как абсолютное значение сил сцепления между частицами увлажненного песка значительно больше, чем у сухого.



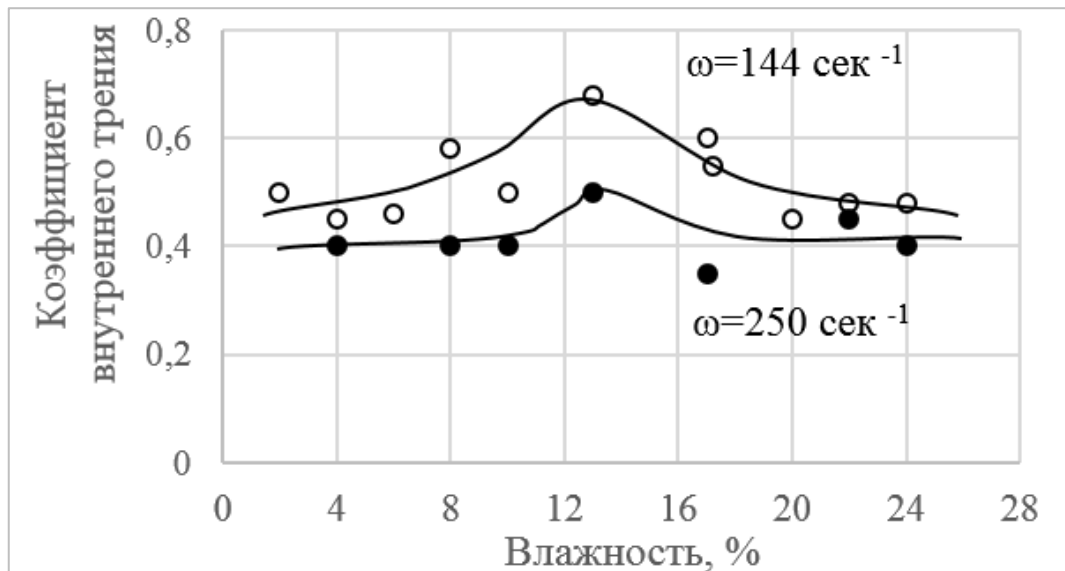


Рис. 1.13. Зависимость коэффициента внутреннего трения среднезернистого песка при вибрациях от его влажности (по И.А. Савченко, 1958)

Согласно исследованиям В.А. Ершова и Се-Дин-И, выполненных в Ленинградском инженерно-строительном институте (далее ЛИСИ) в 1962 г., в процессе вибраций разной интенсивности наблюдалось постепенное снижение сопротивления песчаных грунтов сдвигу, которое авторы связывают с изменением угла внутреннего трения при вибрациях (Ершов, 1962; Ершов и др., 1962; Се Дин-И, 1962).

Испытания проводились на образцах сухих и водонасыщенных песков на сдвиговом приборе, установленном на вибрационном стенде. Анализируя результаты проведенных экспериментов, авторы делают вывод о том что сопротивление сдвигу песчаных грунтов при воздействии вибрации разной интенсивности остается таким же, как и при статических нагрузках до тех пор, пока ускорение колебаний не достигнет некоторого критического значения. При дальнейшем увеличении ускорения колебаний выше критического происходит постепенное снижение сопротивления песка сдвигу, описываемое следующей эмпирической зависимостью:

$$\tau_{\alpha} = \tau_0 e^{-k(a-a_0)}, \quad (2)$$

где  $\tau_{\alpha}$  — сопротивление сдвигу при  $\alpha \geq \alpha_0$ ;

$\tau_0$  — сопротивление сдвигу при статических нагрузках;

$a$  — ускорение колебаний при возмущающей силе, совпадающей по направлению с плоскостью сдвига;

$\alpha_0$  — критическое ускорение, до которого не происходит изменения сопротивления сдвигу;

$k$  — постоянный коэффициент, равный 0,0030 сек<sup>2</sup>/см для мелкозернистого и 0,0025 сек<sup>2</sup>/см для среднезернистого песка.

Критическое ускорение  $a_0$  на основании опытных данных определялось по формуле:

$$a_0 = a_y + mp, \quad (3)$$

где  $a_y$  - критическое ускорение песка с объемным весом при отсутствии пригрузки;

$p$  – интенсивность пригрузки;

$m$  – эмпирический коэффициент пропорциональности, для мелкозернистого песка равный  $109 \text{ см}^3/\text{кг} \cdot \text{см}^2$ .

Сопротивление сдвигу грунта при вертикальном и горизонтальном направлении колебаний при прочих равных условиях получалось примерно одинаковым. При направлении возмущающей силы под углом к горизонту наблюдалось снижение сопротивления сдвигу, достигающее максимума при угле наклона к горизонту  $45^\circ$ .

Профессор Е.М. Перлей в своих работах, занимаясь экспериментальными исследованиями погружения в грунт свай и других конструкций, сделал предположение о том, что при действии вибрационных нагрузок во влажных и водонасыщенных песках сопротивление сдвигу подчиняется гипотезе вязкого трения, а динамический коэффициент внутреннего трения оказывается в несколько раз меньше статического (Иванов, 1985; Перлей, 1981).

Работами Г.Ю. Джанелидзе и И.И. Блехманова (1978), в которых рассматривались условия смещения штампа, расположенного на жестком основании, загруженном статическими и вибрационными нагрузками, было принято положение о том, что уменьшение сдвигающего статического усилия вызывается изменением сил взаимодействия между штампом и основанием, а не изменением коэффициента трения (Иванов, 1962).

Специалистами ЛПИ и ИМ АН СССР (В.П. Сипидин, Н.В. Флорина) в 1954 году также было сделано предположение о том, что в определенных условиях при вибрационных воздействиях коэффициент трения не меняется, а происходит только изменение напряженного состояния грунта (Флорина, 1960). Для его проверки были проведены экспериментальные сдвиги штампов при вертикальном направлении вибрационной нагрузки по песчаному основанию (рис. 1.14).

В результате ряда сдвигов штампа при различных вертикальных статических нагрузках и изменении частоты колебаний была получена зависимость сдвигающего усилия от величины статической нагрузки (рис. 1.15).

В пределах принятого в опытах диапазона нормальных напряжений установлена линейная зависимость сдвигающего усилия от величины статической нагрузки, наклон прямых диаграмм сдвига, соответствующих различным частотам колебаний штампа, практически одинаков. Произведя экстраполяцию, как показано на рисунке 1.15 пунктирными линиями, можно заметить, что при вибрационных воздействиях штамп как бы «теряет» часть веса. Все это показывает, что уменьшение сопротивления сдвигу штампа по песчаному основанию

происходит за счет изменения напряжений по подошве штампа, при этом вибрационное воздействие не оказывает заметного влияния на величину коэффициента трения.

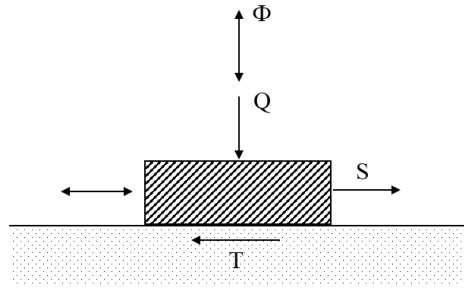


Рис. 1.14. Схема сил, действующих на штамп при статических и динамических нагрузках, где  $\Phi$  – гармоническая составляющая вертикальной силы,  $Q$  – статическая составляющая вертикальной силы,  $S$  – горизонтальная сдвигающая сила (по П.Л. Иванову, 1962)

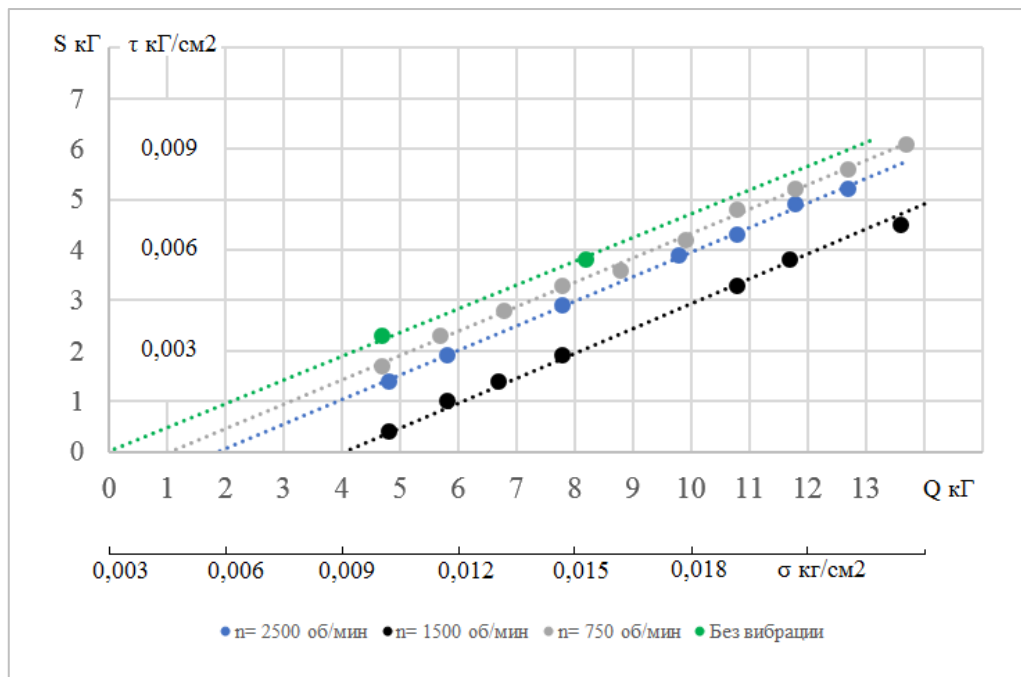


Рис. 1.15. Зависимость сопротивления сдвигу штампа от нормальных напряжений при статических и вибрационных воздействиях (по П.Л. Иванову, 1962)

Изменение напряженного состояния грунта, определяющее его сопротивление сдвигу, может происходить как за счет перехода песка в разжиженное состояние, так и вследствие наложения на напряженное состояние, существующее в статических условиях, дополнительных напряжений, возникающих при динамических воздействиях.

Сопротивление сдвигу песчаного грунта при переходе его в «частично разжиженное» состояние в случае продолжающегося длительного действия динамических нагрузок может быть представлено в виде (Флорина, 1960):

$$\tau = (\sigma - p_t - \sigma_d)tg\varphi, \quad (4)$$

где  $\sigma$  – напряжение в скелете грунта до приложения динамического воздействия;  
 $p_t$  – избыточное давление в воде при переходе песка в разжиженное состояние;  
 $\sigma_d$  – дополнительные напряжения, возникающие вследствие действия динамической нагрузки.

В случае сухих, а также водонасыщенных, но неразжижаемых песков, из-за малой сжимаемости чистых песков, по утверждениям авторов, изменения давления в воде практически не происходит, и сопротивление сдвигу уменьшается только за счет изменения напряженного состояния вследствие действия динамической нагрузки:

$$\tau = (\sigma - \sigma_d)tg\varphi, \quad (5)$$

Напряжения  $\sigma_d$  должны определяться для такого возможного направления действия динамических нагрузок, при котором будет иметь место максимальное уменьшение суммарных напряжений ( $\sigma - \sigma_d$ ). Уменьшение сопротивления сдвигу и, в ряде случаев, одновременно возникающее увеличение сдвигающих усилий могут приводить к нарушению устойчивости песчаных грунтов и при отсутствии явлений разжижения (Флорина, 1960).

Опыты по изучению сопротивления сдвигу песков при действии вибрационных и статических нагрузок на специально сконструированном безынерционном приборе также проводились Н.Н. Масловым (1959). В этом приборе нормальное давление на образец песка осуществлялось при помощи пневматического устройства для исключения влияния инерции на нормальные напряжения. Результаты одного из опытов приведены на рисунке 1.16.

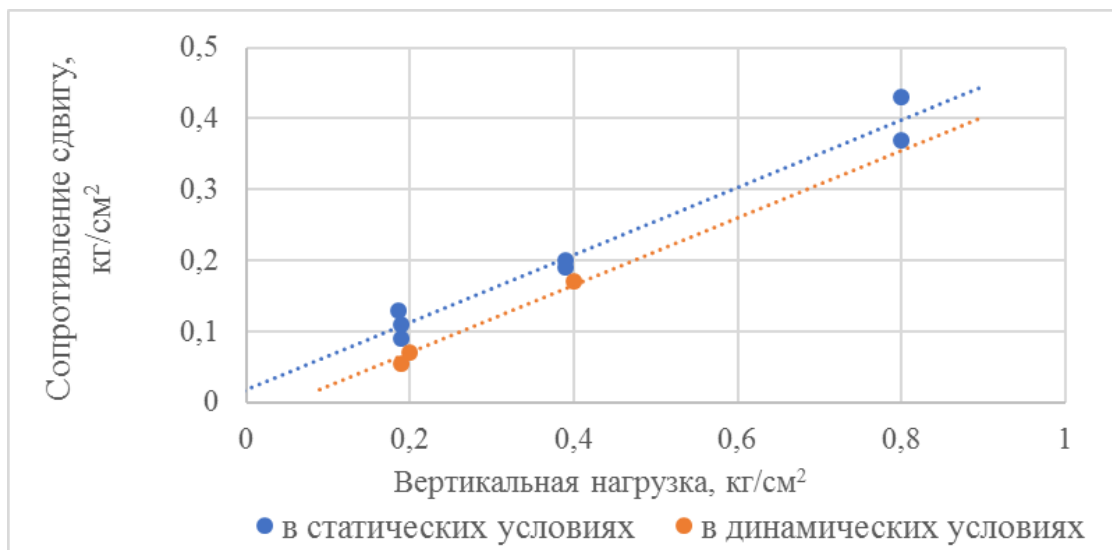


Рис. 1.16. Сопротивление сдвигу водонасыщенного мелкозернистого песка при  $a = 5000 \text{ мм/сек}^2$  и пористости, равной 40-41% (по Маслову Н.Н., 1959)

Отчетливо видно (параллельность линий  $s_p = f(p)$  в статических и динамических условиях), что угол внутреннего трения остается постоянным при ускорении в  $5000 \text{ мм/сек}^2$  (эквивалентно «катастрофическому» землетрясению силой в 11 баллов). Базируясь на результатах этих опытов, автор утверждает, что изменение сопротивления песков сдвигу в динамических условиях, в рамках практической постановки вопроса, возникает в связи с уменьшением величины нормального напряжения с переходом его от значения статического давления к значению динамического давления.

Таким образом, коэффициент трения и, следовательно, угол внутреннего трения песка в этом процессе принимается неизменным и независимым от условий нагрузки. Применительно к рассматриваемому случаю, автор считает правомерным следующее выражение:

$$\tau = \sigma_a \operatorname{tg} \varphi, \quad (6)$$

Другим примером в области изучения прочности и параметров прочности в динамической постановке задачи могут быть опыты в динамическом стабилометре, проведенные П.Л. Ивановым (1985) и В.А. Поспеловым, в котором образцы песчаного грунта доводились до разрушения с учетом дополнительных динамических напряжений. Из круга Мора условие прочности Кулона выражается в форме:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}, \quad (7)$$

где  $\sigma_1$  – осевое напряжение;

$\sigma_3$  – всестороннее напряжение;

$\varphi$  – угол внутреннего трения.

С учетом дополнительного действия динамических нагрузок в стабилометре зависимость Кулона приобретает вид:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - \sigma_3 - \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + \Delta\sigma_1 + \sigma_3 + \Delta\sigma_3}, \quad (8)$$

В случае всесторонней одинаковой пульсации динамических напряжений, т.е. при  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma$ , уравнение (8) приобретает вид:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\Delta\sigma}, \quad (9)$$

Во всех случаях динамических испытаний разрушающее вертикальное давление  $\sigma_1$  было меньше статического (при  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 = 0$ ). Однако, все опыты показали неизменность угла внутреннего трения  $\varphi$  в широком диапазоне интенсивности пульсирующих нагрузок (30–40 % от статических) (рис. 1.17 А) и частот (рис. 1.17 Б).

Если не учитывать динамическую составляющую, то условный (фиктивный) угол трения будет снижаться (зеленый пунктир на рисунке 1.17 А). Это обстоятельство, по мнению авторов, объясняет причину отмечаемого снижения угла внутреннего трения, полученного в опытах ряда исследователей.

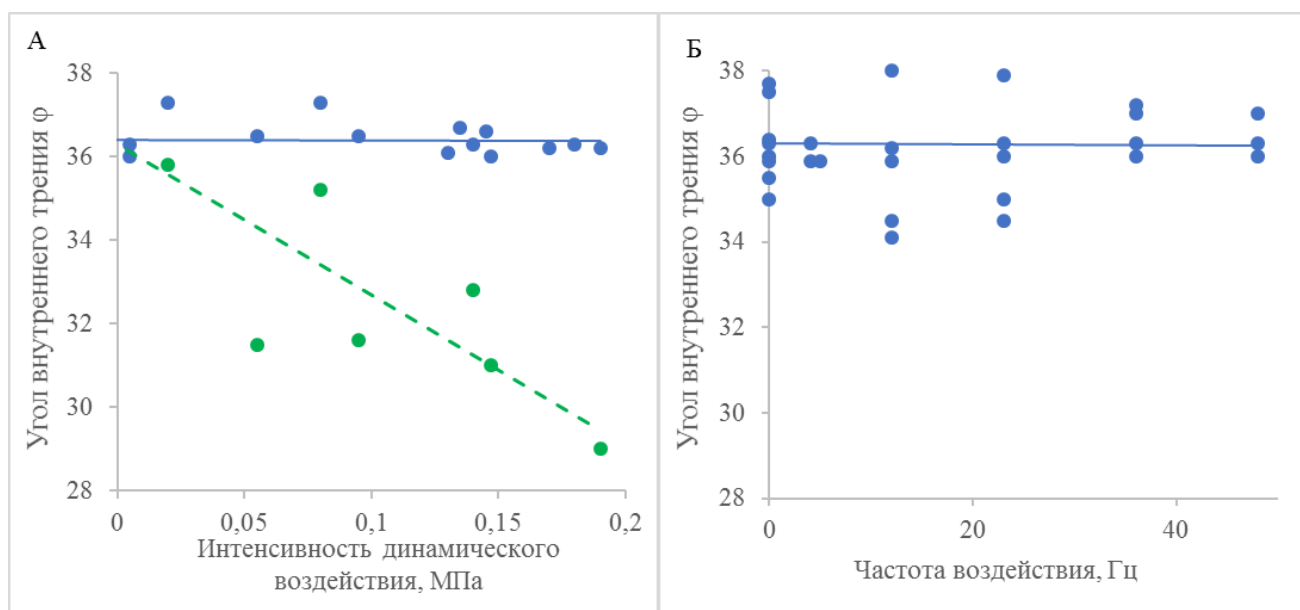


Рис. 1.17. Зависимость угла внутреннего трения от интенсивности динамического воздействия (А) и частоты вибрации (Б) (синим - значения угла внутреннего трения с учетом динамической составляющей, зеленым – то же, без учета динамической составляющей) (по П.Л. Иванову и В.А. Поспелову, 1985)

Таким образом, авторы делают вывод о том, что в широком диапазоне ускорений колебаний (до  $1g$ ) есть все основания считать, что угол внутреннего трения несвязных грунтов не изменяется. Поэтому при вибрационных и сейсмических воздействиях устойчивость сооружений на сдвиг или развитие областей пластических деформаций должны проверяться с учетом динамических составляющих напряжений при постоянных значениях угла внутреннего трения, полученного из обычных статических испытаний.

П.Л. Иванов (1985) отмечает, что в данных экспериментах рассматривались только вибрации умеренной интенсивности, что соответствует действию промышленных вибраций и сейсмике, при которых ускорение колебаний редко превышают  $0,8g$ . При больших ускорениях колебаний (например, вибропогружение свай, оболочек и т.д.) условие постоянства угла внутреннего трения, возможно, существенно нарушится.

В 1978 году К. Ишихарой и его коллегами А. Нагао и Р. Мано были проведены испытания глинистых грунтов ненарушенной структуры, слагающих склон, обнаженный после схождения оползневого тела, образовавшийся после землетрясения в г. Изу (Япония). Учеными были проведены серии статических и динамических трехосных испытаний с целью изучения прочности глинистых грунтов. Динамические трехосные испытания проводились по второй схеме нагружения (рис. 1б) - приложение циклической нагрузки происходило вслед за статическим монотонным нагружением образца. Величина статического монотонного

нагрузки составляла 70 % от величины статической прочности, далее происходило несколько этапов циклических нагрузений грунта с различной, постоянно увеличивающейся от серии к серии, величиной амплитуды осевой нагрузки (рис. 1.18).

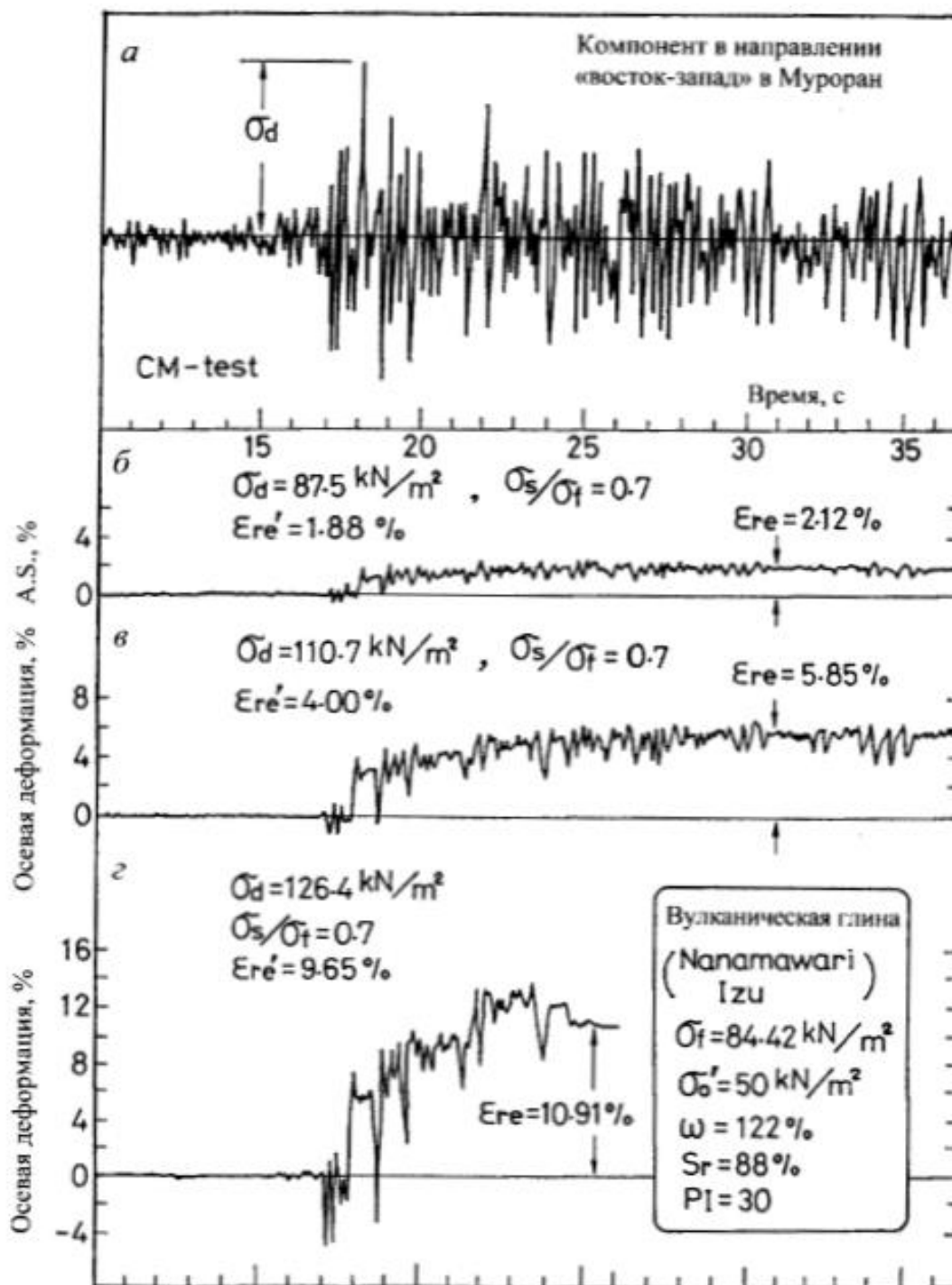


Рис. 1.18. Развитие деформаций в испытаниях на непериодическое нагружение (Ишихара, 2008)

С целью определения параметров прочности строилась результирующая кривая «осевое напряжение – деформация» (рис. 1.19).



Рис. 1.19. Построение кривой «осевое напряжение-осевая деформация» по результатам испытаний на циклическое нагружение в несколько этапов (Ишихара, 2008)

При этом, авторами отмечено (на основе предыдущих исследований), что вид кривой «напряжение-деформация», построенной на основе любого испытания, будет изменяться в зависимости от соотношения начальных и циклических касательных напряжений, а также заданного количества циклов воздействия (рис. 1.20 а). Вид кривой выполаживается по мере увеличения количества циклов нагружения.

На рисунке 1.20 б схематически показано влияние начальных касательных напряжений  $\sigma_s$  на положение кривой «напряжение-деформация». Когда величина  $\sigma_s$  достаточно велика по сравнению с амплитудой циклического касательного напряжения  $\sigma_a$ , влияние скорости и повторяемости нагружения незначительно, а кривая «напряжение-деформация» приближается к графику статического испытания.

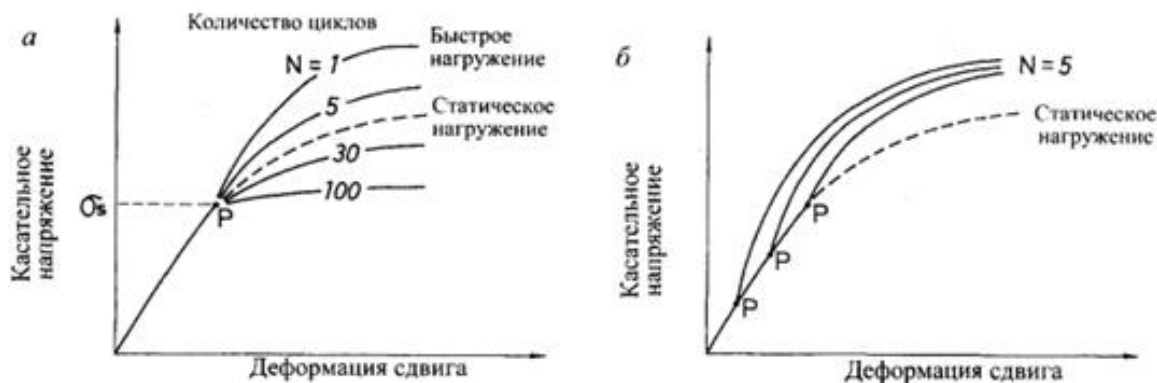


Рис. 1.20. Влияние количества циклов нагружения и величины начального касательного напряжения на мобилизуемую прочность «напряжение-деформация» (Ишихара, 2008)



Итоговые результаты серии динамических трехосных испытаний, проведенных авторами при разных всесторонних напряжениях, представлены на рисунке 1.21. В процессе испытаний установлено, что влияние обжимающего напряжения ощутимо и должно учитываться при определении прочности грунтов условиях динамического нагружения. Это следствие принимается за аксиому, поскольку прочность грунтов в статических условиях также в основном зависит от величины обжимающих напряжений при прочих равных условиях. Их влияние на статическую прочность авторы рассматривают через угол внутреннего трения и сцепление. На основании испытаний глинистых грунтов были построены круги Мора для условий статического и динамического нагружения (рис. 1.22). Для глинистых грунтов района г. Изу сцепление в статических и динамических условиях составило 20 кПа и 48 кПа, соответственно, угол внутреннего трения  $17^\circ$  в обеих сериях испытаний.

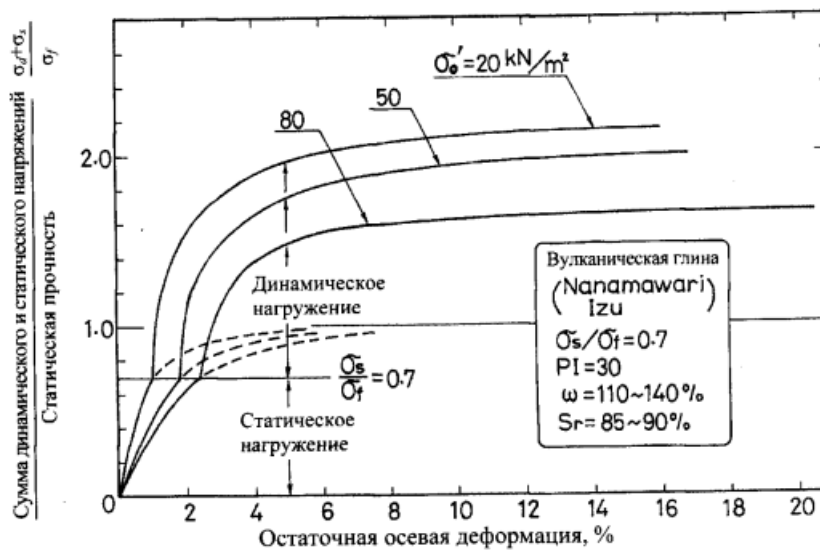


Рис. 1.21. Влияние обжимающих напряжений на зависимость между касательными напряжениями и осевыми деформациями в серии опытов на глинистом грунте (Ишихара, 2008)

Авторы отмечают, что влияние динамического нагружения на прочность грунта с низкой степенью водонасыщения проявляется только через сцепление, поскольку увеличение сопротивления сдвигу при быстром нагружении, таком как сейсмическое непериодическое нагружение, обусловлено, прежде всего, вязкостью грунта.

На территории России вопрос об изменении прочностных характеристик глинистых грунтов, воспринимающих вибрационные и динамические нагрузки, стал исследоваться несколько позже песчаных и, главным образом, с позиций изучения тиксотропных свойств грунтов (Жинкин, 1956, Зарубина, 1970, Кистанов, 1969, Лагойский, 1962, 1975, Ребиндер, 1968).

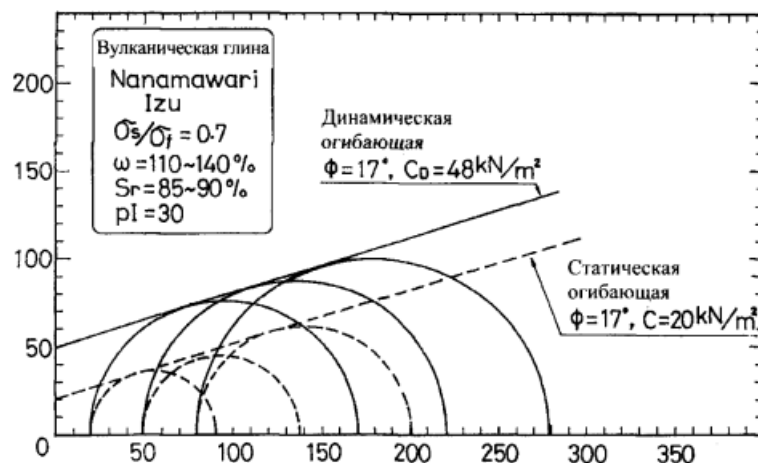


Рис. 1.22. Предельные огибающие, полученные из испытаний на статическое и динамическое нагружение (Ишихара, 2008)

В связи с активным развитием железнодорожной инфраструктуры территории СССР были проведены многочисленные исследования, направленные на изучение работы глинистых грунтов земляного полотна при вибродинамическом воздействии. Явление снижения прочностных характеристик глинистых грунтов, воспринимающих вибрационные, динамические и вибродинамические нагрузки, многократно подтверждено различными исследователями, получившими существенно отличающиеся результаты при сопоставимых условиях испытаний грунтов.

Общим во всех исследованиях является вывод о том, что снижение прочностных характеристик глинистых грунтов при воздействии динамической нагрузки связано с проявлением тиксотропных свойств. Отрицательное влияние колебаний сказывается, прежде всего, на структурных связях грунта, которые ослабляются в той или иной степени либо разрушаются полностью. Степень разупрочнения грунта определяется рядом основных факторов, а именно интенсивностью динамической нагрузки и продолжительностью ее действия, а также состоянием плотности, влажности и структуры грунта.

Работы Велли Ю.А. (1958), Кутергина В.Н. (1982, 1989), Преображенской Н.А., Савченко И.А. (1958) показали, что и сцепление, и угол внутреннего трения увлажненных глинистых грунтов существенно снижаются при воздействии вибрационных, динамических и вибродинамических нагрузок.

По данным Тубольцева В.Н. и Шаниной А.Н. (1969), максимальное снижение сцепления и угла внутреннего трения пылеватого суглинка составило 25 % и 17%, в то время как у Ермолаева Н.Н. и Сенина Н.В. (1968), оно достигало 70%. Данные Соколова В.А. (1956), Аверочкиной М.В. (1975, 1983), Мусаэляна А.А. (1977) свидетельствуют о том, что сцепление может снижаться на 40-60%, а угол внутреннего трения – на 30-50%. Однако в экспериментах с

влажными пастами Трофименков Ю.Г. и Добровольский А.А. (1975) зарегистрировали снижение сцепления до нуля, а угла внутреннего трения на 40%. Анализ этих материалов убедительно доказывает, что вибродинамическое воздействие резко усложняет работу глинистых грунтов земляного полотна. Различие в результатах исследований существенно увеличивается за счет применения различных методик испытаний и приборов.

Одной из самых информативных и масштабных работ, посвященных изучению прочности и деформируемости дисперсных грунтов, воспринимающих вибродинамическую нагрузку, является диссертационное исследование И.В. Прокудина (1982). В работе автором были проведены серии статических и динамических трехосных испытаний с последующим условно-мгновенным разрушением, при обработке которых было выявлено снижение прочностных характеристик грунта, подвергшегося динамическому воздействию (рис. 1.23).

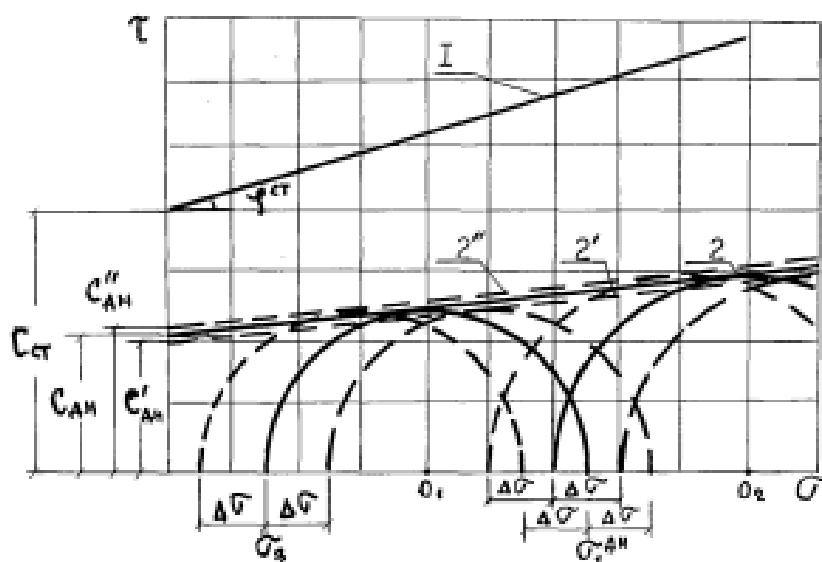


Рис. 1.23. Зависимость прочностных характеристик пылеватой глины от напряженного состояния грунта: 1 – предельная огибающая Кулона-Мора полученная по результатам статических трехосных испытаний, 2 - предельная огибающая Кулона-Мора полученная по результатам динамических трехосных испытаний с последующим условно-мгновенным разрушением (Прокудин,1982)

Изменение прочности и деформируемости глинистых грунтов, по мнению И.В. Прокудина, связано со следующими причинами:

1. Изменение сил взаимодействия в местах контактов глинистых частиц под влиянием пульсации напряжений и вибрационных смещений.
2. Изменение напряженного состояния грунта в течение одного цикла повышение-понижение напряжения или одного периода колебаний.

3. Повышение порового давления воды при воздействии вибродинамической нагрузки.

И.В. Прокудин считал, что в соответствии с физико-химическими основами прочности грунта минеральные частицы будут находиться в состоянии наиболее устойчивого равновесия под действием структурных связей, порождаемых силами контактных взаимодействий. Воздействие статической нагрузки, не вызывающей разрушение грунта, приводит к некоторому деформированию связей и переходу системы грунт-нагрузка к новому состоянию, также обеспечивающему устойчивое равновесие частиц. При этом, если на глинистый грунт передается вибродинамическая нагрузка, в нем происходят процессы, существенно отличающиеся от процессов при действии статических нагрузок. Поведение грунта будет зависеть от того, какие в нем преобладают структурные связи, а, следовательно, от состояния грунта и, конечно, от величины вибродинамического воздействия. В грунте с преобладающими коагуляционными связями пульсация напряжений обуславливает изменение характера работы этих связей. В местах контактов диффузных слоев минеральных частиц от пульсации внешней нагрузки возникают напряжения под влиянием которых минеральные частицы за счет подвижности связей совершают перемещения. При действии вибродинамической нагрузки происходит развитие процессов снижения прочности связей под влиянием пульсации напряжений, инерционных сил и колебания свободной вод.

По мнению Е.А. Вознесенского, тиксотропия и квазитиксотропия являются характерным механизмом динамической неустойчивости связных грунтов (Вознесенский, 2000). При этом под тиксотропией понимается физико-химическое явление, присущее коагуляционным системам и выражающееся в полном или частичном разрушении структурных связей грунта под действием динамической нагрузки и последующем самопроизвольном их восстановлении (в состоянии покоя), протекающее при неизменной температуре и влажности. Однако в силу ряда причин, конечная прочность природных связных грунтов, как правило, после снятия динамической нагрузки не достигает исходного уровня либо превышает его. Поэтому говорят о квазитиксотропии таких грунтов, принимая во внимание, что в основе их реакции на динамическую нагрузку лежат все те же тиксотропные процессы, осложненные некоторыми специфическими особенностями. Квазитиксотропия как характерный механизм динамической неустойчивости слабых связных грунтов проявляется в форме их разупрочнения при неизменном объеме и влажности, и может быть частичным или практически полным. В последнем случае происходит разжижение грунта, хотя и достаточно редко по сравнению с песками и слабосвязными грунтами, и чаще наблюдается в лабораторном эксперименте, чем в полевых условиях (Вознесенский, 2000).

По мнению Г.Б. Сиды и К. Чана (1957) падение прочности тиксотропных глинистых грунтов и ее восстановление происходит за счет сцепления, при неизменном угле внутреннего трения.

В последние десятилетия в России и за рубежом активно используется подход, направленный на оценку возможности потери прочности грунтов в условиях динамических нагрузок, количественными характеристиками которой являются критическая (разрушающая) при заданных условиях величина амплитуды динамических касательных напряжений  $\tau_d$  и число циклов динамического воздействия  $N_L$ , необходимых для разжижения или разрушения грунта. Более подробно концепция раскрыта в работах Е.А. Вознесенского (1997, 2000, 2005, 2014), Е.Н. Беллендира (2006) и ряде работ зарубежных авторов Б. Сиды и К. Ли (Seed, Lee, 1966), Р. Вудса (Woods, 1978), К. Ишихары (Ishihara et. al., 1975), Ф. Татсуоки (Tatsuoka et. al., 1986), Т. Вичтманна и Т. Триантафиллидиса (Wichtmann, Triantafyllidis, 2018).

Для оценки реакции дисперсных грунтов на динамическое воздействие Е.А. Вознесенским (2000) предложен термин динамическая неустойчивость, под которым понимается увеличение деформируемости и снижение прочности, а в более широком смысле – повышение вероятности разрушения грунта при динамическом воздействии по сравнению со статическими условиями за счет изменения напряженно-деформированного состояния. С этой точки зрения любой грунт может рассматриваться как динамически неустойчивый, и весь вопрос в соотношении критического для него уровня воздействия с реально действующими нагрузками.

В основе динамической неустойчивости любых грунтов лежит единый по своей природе стохастический механизм, который заключается в их способности накапливать от цикла к циклу воздействия некоторую долю нерассеянной энергии. То есть при динамическом нагружении происходит увеличение внутренней энергии системы, и, следовательно, изменение соотношения между внешней силой и устойчивостью структурных связей. Эта способность грунта связана с их гистерезисными свойствами как несплошных микронеоднородных сред.

Общим для разных грунтов является также то, что появляющийся при динамическом воздействии избыток внутренней энергии концентрируется в пределах наиболее слабых микрообъемов породы – так называемых концентраторов напряжений, которые можно считать своеобразным «триггерным механизмом» динамической неустойчивости. На них начинается расходование этой накопленной внутренней энергии системы на образование новой свободной поверхности – разрушение структурных связей. Однако форма, в которой накапливается нерассеянная энергия, различна для грунтов с разным типом структурных связей (Вознесенский, 1997, 2000, 2005, 2014).

Беллендиром Е.Н. (2006) во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева были проведены обширные экспериментальные исследования в области влияния динамических нагрузок на прочность

грунтов. Автор отмечает, что учет влияния динамического характера нагружения на прочность и деформируемость связных и несвязных грунтов позволяет повысить точность и обоснованность оценок общей устойчивости сооружения, расчетов возможных кренов и осадок. В несвязных грунтах деградация прочности связана с ростом избыточного порового давления и соответствующего снижения эффективных напряжений в скелете грунта.

Резюмируя вышеизложенные представления российских и зарубежных авторов по тематике диссертационного исследования, можно сделать вывод о том, что изменение прочности и параметров прочности при воздействии динамических нагрузок остается дискуссионным вопросом – прежде всего, существуют различные и зачастую противоречивые точки зрения на количественную оценку динамических характеристик прочностных свойств грунтов.

## **Выводы по главе 1**

Анализ опубликованной научно-технической литературы по тематике исследования показывает следующее:

- Реакция дисперсных грунтов на приложение динамической нагрузки различна по форме проявления и может быть выражена в уплотнении, разуплотнении, разжижении или развитии циклической подвижности. Виды реакции, в свою очередь, зависят от влажности, плотности сложения, дисперсности, а также условий дренирования. Каждый из вариантов реакции грунтов на периодическое нагружение при определенных условиях может привести к накоплению критического уровня деформаций.

- При изучении прочности грунтов необходимо разделять понятия: прочности, предела прочности, условий прочности и прочностных характеристик. Прочность грунта зависит от вида моделируемого напряженного состояния, скорости деформирования, условий дренирования в течение стадии сдвига и выбранной схемы траектории нагружения.

- Широко распространенным видом лабораторных испытаний при изучении статической и динамической прочности дисперсных грунтов является трехосное сжатие. Существенным моментом при проведении такого рода испытаний является выбор критерия разрушения, при котором определяется предел прочности испытываемого грунта. В динамической постановке задачи при изучении прочности дисперсных грунтов существует необходимость разработки новых, научно обоснованных критериев разрушения.

- Все лабораторные эксперименты с динамическим нагружением, проводимые по тематике данного исследования, в зависимости от выбранной траектории нагружения разделяются на: монотонное нагружение, монотонно-циклическое нагружение, циклически-монотонное нагружение и монотонно возрастающее циклическое нагружение. Они описывают разные возможные случаи работы грунтового основания при динамическом воздействии.

- Поведение грунтов при статическом и кинематическом режиме нагружения описано многочисленными исследователями, и определение предела прочности и прочностных параметров не вызывает вопросов. При этом изменение прочности при воздействии динамических нагрузок остается дискуссионным - существуют различные точки зрения на природу этого процесса, в том числе на количественную оценку динамических характеристик прочностных свойств грунтов.

- Снижение сдвиговой прочности песчаных грунтов при динамическом воздействии по мнению различных авторов может быть связано как с возможным изменением истинного коэффициента внутреннего трения и удельного сцепления, так и с изменением напряженного состояния грунта при динамическом воздействии. Изменение сопротивления глинистых грунтов сдвигу разные авторы связывают с изменением напряженного состояния грунта и изменением угла внутреннего трения и/или удельного сцепления вследствие динамического воздействия в связи с проявлением тиксотропных свойств.

- Обзор исследований, посвященных изучению прочности дисперсных грунтов при динамическом воздействии, выявил потребность разработки и научного обоснования единого подхода к определению мобилизуемой прочности грунта и ее параметров.

## ГЛАВА 2. ХАРАКТЕРИСТИКА ИССЛЕДОВАННЫХ ГРУНТОВ

Для разработки методики определения мобилизуемой прочности дисперсных грунтов в лабораторных условиях были выбраны следующие грунтовые разности:

1. Плиоцен-четвертичные песчаные грунты аллювиального генезиса, отобранные в районе г. Волгоград.

По гранулометрическому составу в грунте преобладает фракция мелких (41%) и средней крупности (37%) песчаных частиц, пылеватая и глинистая фракции составляют менее 5% (рис. 2.1).

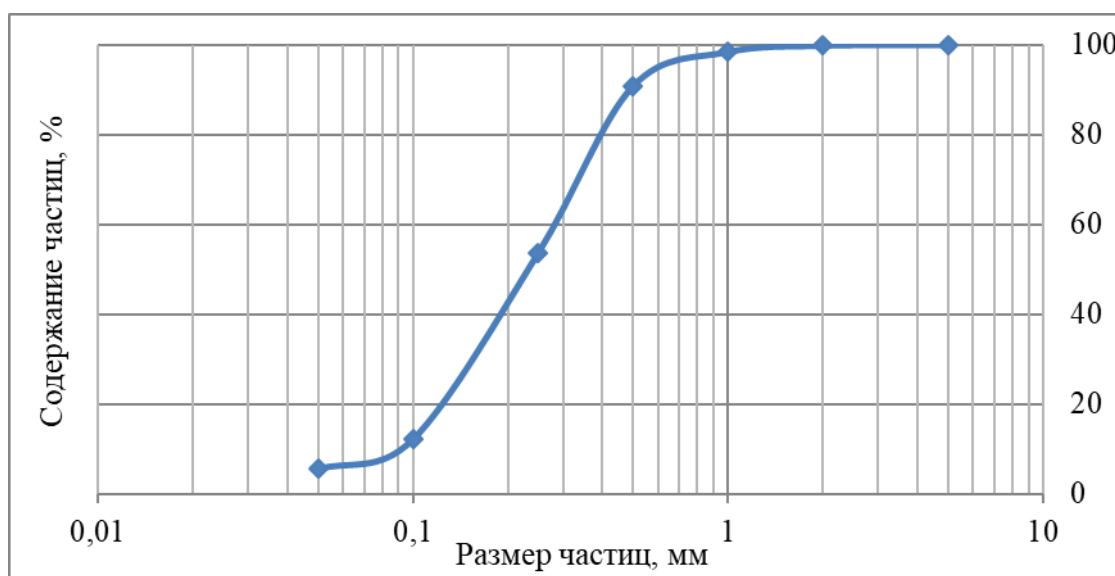


Рис. 2.1. Интегральная кривая гранулометрического состава плиоцен-четвертичного песчаного грунта аллювиального генезиса, отобранного в районе г. Волгоград

По классификации ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» грунт отнесен к пескам мелким. Характеристики песчаного грунта представлены в табл. 2.1.

В целях эксперимента образцы испытывались при значениях коэффициента пористости для песков мелких средней плотности  $0,60 < e \leq 0,75$ , в соответствии с таблицей Б.12 ГОСТ 25100-2020.

2. Четвертичные песчаные грунты аллювиального генезиса, отобранные в долине р. Дунай (площадка АЭС Паки-2, Венгрия).

После разработки единого подхода к определению мобилизуемой прочности песчаного грунта для подтверждения разработанной методики и увеличения доказательной базы, был выбран один из многолетних производственных объектов, в котором автор принимал активное участие.



Таблица 2.1.

Характеристики плиоцен-четвертичного песчаного грунта аллювиального генезиса, отобранного в районе г. Волгоград

Плотность частиц грунта	Плотность скелета песка с нарушенной структурой		Коэффициент пористости		Коэффициент фильтрации		Угол естественного откоса	
	$\rho_{d\ max}$	$\rho_{d\ min}$	в макс. плотном состоянии	в макс. рыхлом состоянии	в макс. плотном состоянии	в макс. рыхлом состоянии	в сухом состоянии	под водой
$\rho_s$			$e_{max}$	$e_{min}$	$K_{f\ min}$	$K_{f\ max}$	$\varphi_s$	$\varphi_w$
	г/см <sup>3</sup>				м/сут		град.	
2.64	1.67	1.42	0.58	0.86	4.8	11.5	35	27

Таблица 2.2.

Характеристики четвертичных песчаных грунтов аллювиального генезиса, отобранных в районе г. Пакш

Плотность частиц грунта	Плотность скелета песка с нарушенной структурой		Коэффициент пористости		Коэффициент фильтрации		Угол естественного откоса	
	$\rho_{d\ max}$	$\rho_{d\ min}$	в макс. плотном состоянии	в макс. рыхлом состоянии	в макс. плотном состоянии	в макс. рыхлом состоянии	в сухом состоянии	под водой
$\rho_s$			$e_{max}$	$e_{min}$	$K_{f\ min}$	$K_{f\ max}$	$\varphi_s$	$\varphi_w$
	г/см <sup>3</sup>				м/сут		град.	
2.70-2.75	1.57-1.73	1.21-1.40	0.57-0.72	0.96-1.13	0.4-2.9	4.0-10.4	34-40	24-33
2.73	1.66	1.34	0.65	1.05	1.9	5.8	35	27
<i>Песок мелкий</i>								
<i>Песок средней крупности</i>								
2.64-2.74	1.57-1.75	1.34-1.55	0.46-0.64	0.88-1.05	1.0-37.4	0.6-69.1	33-41	20-35
2.68	1.72	1.41	0.56	0.90	7.6	13.0	35	26
<i>Песок гравелистый</i>								
2.65-2.73	1.77-1.95	1.39-1.64	0.37-0.54	0.67-0.94	0.6-11.5	1.9-14.4	34-40	20-32
2.67	1.87	1.56	0.43	0.72	6.2	7.3	36	26

Одной из решаемых задач в рамках изучения свойств песчаных грунтов объекта являлось определение прочностных свойств в динамических и статических условиях приложения нагрузки.

По классификации ГОСТ 25100-2020 эти грунты отнесены к пескам мелким (рис. 2.2), средней крупности (рис. 2.3) и гравелистым (рис. 2.4).

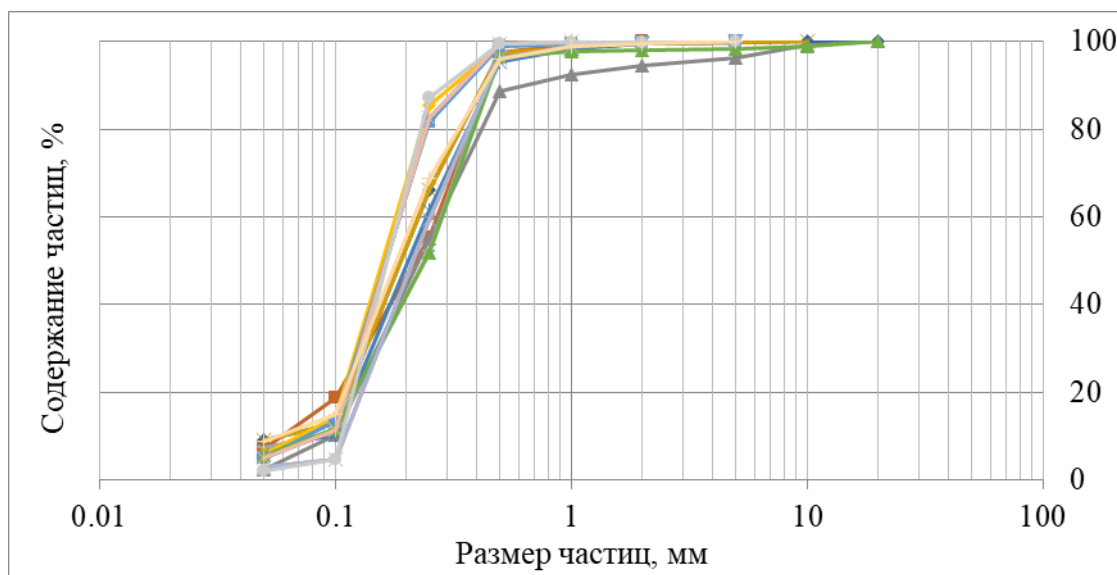


Рис. 2.2. Интегральные кривые гранулометрического состава четвертичных песчаных грунтов аллювиального генезиса, площадка АЭС Пакш-2, Венгрия (песок мелкий)

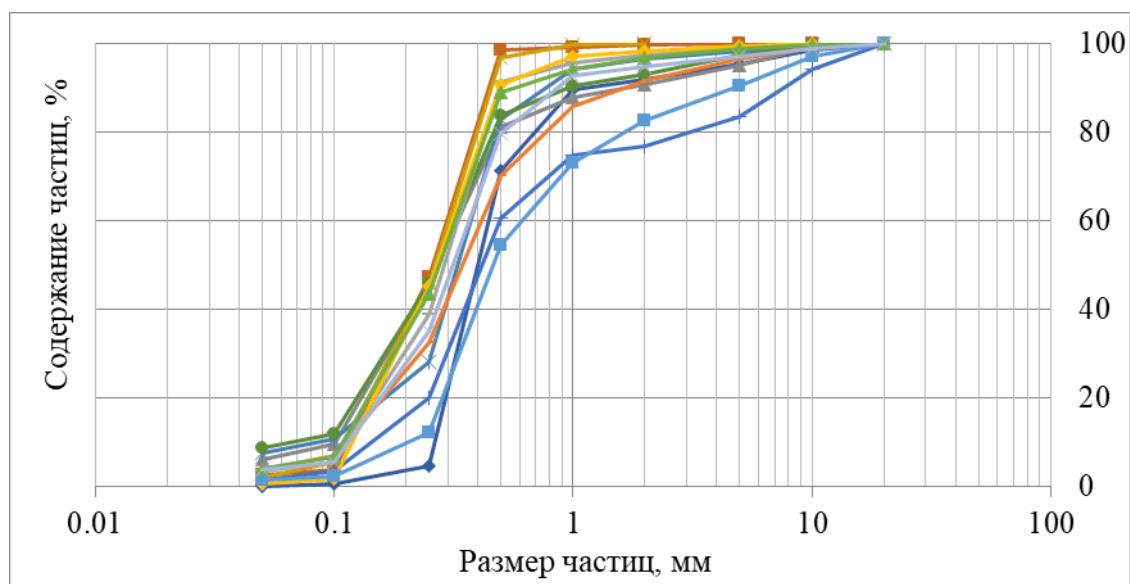


Рис. 2.3. Интегральные кривые гранулометрического состава четвертичных песчаных грунтов аллювиального генезиса, площадка АЭС Пакш-2, Венгрия (песок средней крупности)

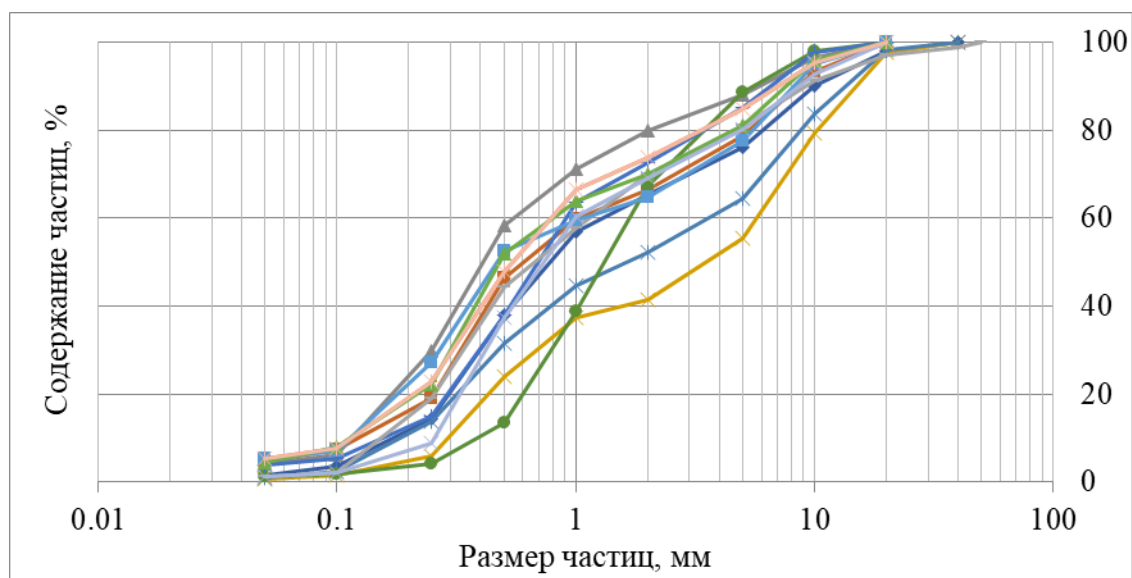


Рис. 2.4. Интегральные кривые гранулометрического состава четвертичных песчаных грунтов аллювиального генезиса, площадка АЭС Пакш-2, Венгрия (песок гравелистый)

Характеристики исследуемых грунтов представлены в табл 2.2.

Образцы испытывались при значениях коэффициента пористости для песков мелких средней плотности  $0,60 < e \leq 0,75$ , для песков средней крупности и гравелистых песков средней плотности  $0,55 < e \leq 0,70$ , в соответствии с таблицей Б.12 ГОСТ 25100-2020. Полная характеристика песчаных грунтов представлена в Приложении 1.

*3. Глинистые грунты оксфордского яруса верхнего отдела юрской системы ( $J_{3ox}$ ) морского генезиса, отобранные в районе города Обнинск Калужской области.*

По гранулометрическому составу в грунте преобладает пылеватая фракция (89%) (рис. 2.5). По классификации ГОСТ 25100-2020 грунт отнесен к глине легкой пылеватой тугопластичной. Основные характеристики глинистого грунта представлены в табл. 2.3.

В рамках диссертационного исследования лабораторные испытания проводились на модельных образцах заданной плотности и влажности, изготовленных из пасты глинистого грунта оксфордского яруса верхнего отдела юрской системы. Плотность модельных образцов варьировала в диапазоне от  $1,59$  до  $1,63$  г/см<sup>3</sup>, влажность - в диапазоне от 58 до 61%.

Полная характеристика глинистых грунтов представлена в Приложении 2.

*4. Четвертичные глинистые грунты морского генезиса, отобранные в северо-восточной части Баренцева моря.*

По гранулометрическому составу в грунте преобладает глинистая и пылеватая фракция (88%) (рис. 2.6). По классификации ГОСТ 25100-2020 грунт отнесен к глине тяжелой текучепластичной. Основные характеристики глинистого грунта представлены в табл. 2.4.

Таблица 2.3.

Характеристики глинистого грунта оксфордского яруса верхнего отдела юрской системы морского генезиса, отобранного в районе города

Обнинск Калужской области

Естественная влажность (%)	Плотность грунта (г/см <sup>3</sup> )	Плотность скелета грунта (г/см <sup>3</sup> )	Плотность частиц грунта (г/см <sup>3</sup> )	Коэффициент пористости	Степень влажности (д.е.)	Верхний предел пластичности (%)	Нижний предел пластичности (%)	Число пластичности (%)	Показатель текучести
$W$	$\rho$	$\rho_d$	$\rho_s$	$e$	$S_r$	$W_L$	$W_P$	$I_P$	$I_L$
$\frac{59-61}{60}$	$\frac{1.59-1.63}{1.61}$	$\frac{0.99-1.02}{1.01}$	2.67	$\frac{1.61-1.70}{1.65}$	$\frac{0.95-0.99}{0.97}$	74	48	26	$\frac{0.43-0.50}{0.46}$

44

Таблица 2.4.

Характеристики четвертичного глинистого грунта морского генезиса, отобранного в северо-восточной части Баренцевого моря

Естественная влажность (%)	Плотность грунта (г/см <sup>3</sup> )	Плотность скелета грунта (г/см <sup>3</sup> )	Плотность частиц (г/см <sup>3</sup> )	Коэффициент пористости	Степень влажности (д.е.)	Верхний предел пластичности (%)	Нижний предел пластичности (%)	Число пластичности (%)	Показатель текучести
$W$	$\rho$	$\rho_d$	$\rho_s$	$e$	$S_r$	$W_L$	$W_P$	$I_P$	$I_L$
$\frac{80-87}{83}$	$\frac{1.47-1.55}{1.51}$	$\frac{0.78-0.86}{0.83}$	2.64	$\frac{2.06-2.31}{2.19}$	$\frac{0.94-1.00}{0.97}$	91	38	53	$\frac{0.77-0.92}{0.84}$

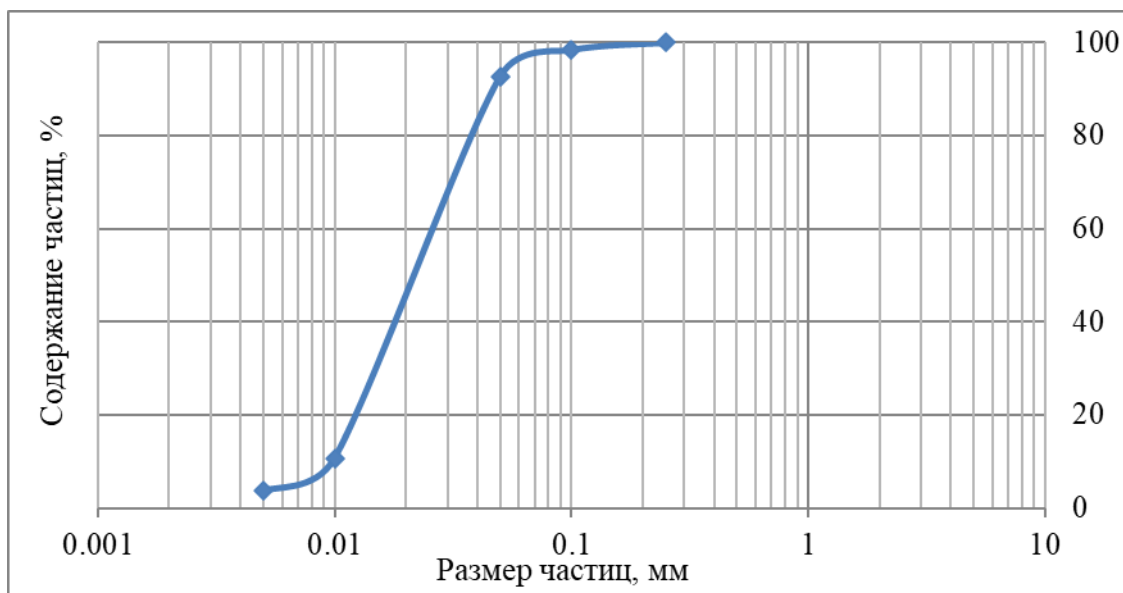


Рис. 2.5. Интегральная кривая гранулометрического состава глинистого грунта оксфордского яруса верхнего отдела юрской системы ( $J_{3ox}$ ) морского генезиса, отобранного в районе города Обнинск Калужской области

Плотность грунта в естественном сложении варьирует от  $1.47 \text{ г/см}^3$  до  $1.55 \text{ г/см}^3$ , плотность твердых частиц составляет  $2.64 \text{ г/см}^3$ . Естественная влажность грунтов составляет 79 – 87 %, влажность верхнего предела пластичности 91%, влажность нижнего предела пластичности 38%. Коэффициент пористости варьируется в интервале от 2.06 до 2.31. Показатель текучести варьирует от 0.77 до 0.92. Полная характеристика глинистых грунтов представлена в Приложении 2.

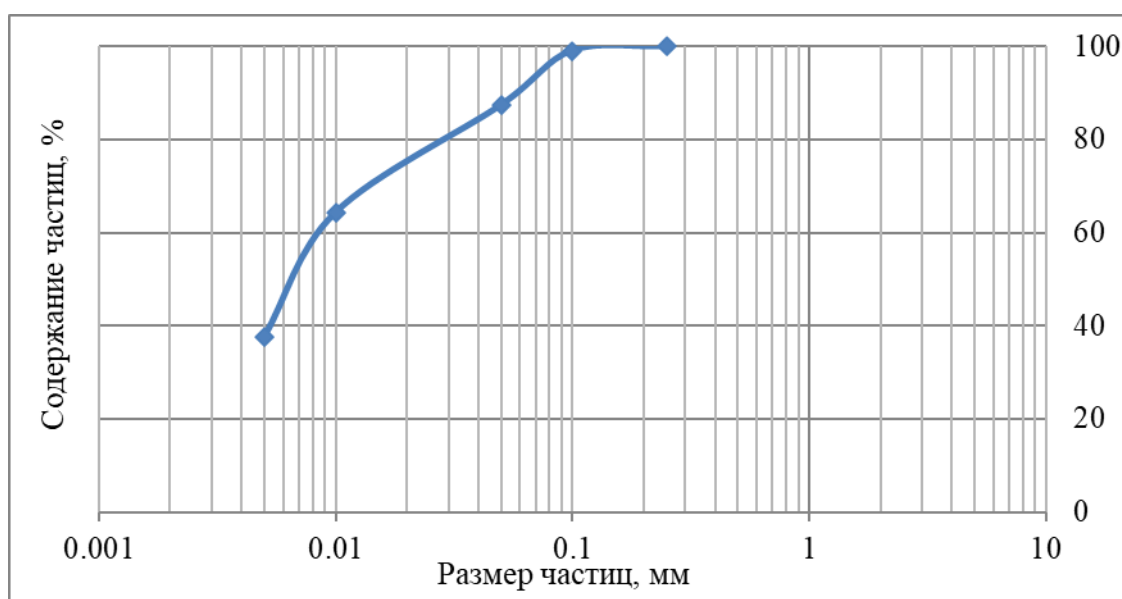


Рис. 2.6. Интегральная кривая гранулометрического состава четвертичного глинистого грунта морского генезиса, отобранного в северо-восточной части Баренцева моря

## Выводы по главе 2

Для разработки методики определения сдвиговой прочности были выбраны модельные грунты – пески мелкие средней плотности плиоцен-четвертичного возраста аллювиального генезиса. Выбор средней плотности сложения песчаных грунтов был обусловлен в первую очередь удобством формирования образцов. Также водонасыщенные пески мелкие средней плотности при проведении динамического нагружения при определенном соотношении амплитуды осевой динамической нагрузки к напряженному состоянию грунта ( $\sigma_d/\sigma_m$ ) весьма склонны к разжижению, которого необходимо было достичь в ходе лабораторного эксперимента. Разработка методики определения мобилизуемой прочности глинистых грунтов проводилась на модельных образцах, изготовленных из верхнеюрских глин оксфордского яруса, легких пылеватых, при заданной плотности и влажности. Модельный глинистый грунт заданной влажности и плотности был выбран с целью избежать влияния разброса указанных показателей на величину определяемой прочности.

Для сбора достаточной доказательной базы достоверности разработанной методики определения прочности дисперсных грунтов автором были использованы опыты, проведенные на песчаных грунтах (песках мелких, песках средней крупности и гравелистых) средней плотности четвертичного возраста аллювиального генезиса, а также на глине тяжелой мягкопластичной четвертичного возраста, морского генезиса природного сложения при естественной влажности и плотности.

## ГЛАВА 3. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОЧНОСТИ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

Экспериментальная часть исследования включала в себя ряд необходимых определений показателей состава и свойств изучаемых дисперсных грунтов и проведение лабораторных статических и динамических испытаний в условиях трехосного сжатия. Эксперименты выполнены на кафедре инженерной и экологической геологии Геологического факультета МГУ имени М.В. Ломоносова.

### 3.1. Методика изучения состава, физических и физико-химических свойств дисперсных грунтов

Определения состава, физических и физико-химических свойств песчаных и глинистых грунтов выполнены в соответствии со стандартными методиками, принятыми на территории Российской Федерации.

Изучение гранулометрического состава осуществлялось ситовым и ареометрическим методами в соответствии с ГОСТ 12536-2014 «Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава».

Определение физических характеристик грунтов выполнено в соответствии с ГОСТ 5180 - 2015 «Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик»:

- для определения естественной влажности грунтов ( $W_e$ ) и влажности ( $W$ ) модельных искусственно сформированных образцов использовался весовой метод;
- определение плотности твердой компоненты ( $\rho_s$ ) проводилось в керосине пикнометрическим способом;
- плотность образцов в естественном сложении ( $\rho$ ) была определена с помощью режущего кольца, при проведении трехосных испытаний плотность также рассчитывалась из массы и объема образца;
- нижний предел пластичности ( $W_P$ ) определялся методом раскатывания в шнур, верхний предел пластичности ( $W_L$ ) - методом балансного конуса.

Коэффициент фильтрации ( $K_f$ ) песчаных грунтов определен при постоянном градиенте напора в соответствии с ГОСТ 25584-2016 «Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации». Определение угла естественного откоса в сухом состоянии ( $\varphi_s$ ) и под водой ( $\varphi_w$ ) и плотности скелета песчаного грунта в рыхлом ( $\rho_{d \max}$ ) и плотном ( $\rho_{d \min}$ ) сложении проведены по методикам, представленным в РСН 51-84/Госстрой РСФСР

«Инженерные изыскания для строительства. Производство лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов».

Для классифицирования грунтов в соответствии с ГОСТ 25100-2020 в последующем были рассчитаны: плотность сухого грунта ( $\rho_d$ ), коэффициент пористости ( $e$ ), степень водонасыщения ( $S_r$ ), число пластичности ( $I_p$ ) и показатель текучести ( $I_L$ ).

### **3.2. Методика проведения статических и динамических трехосных испытаний**

В рамках диссертационного исследования было выполнено и обработано 23 статических и 34 динамических трехосных испытания образцов песчаных грунтов и 21 статических и 39 динамических трехосных испытаний глинистых образцов. Из всей совокупности проведенных испытаний при интерпретации результатов по методическим причинам часть опытов была отбракована ввиду существенных отклонений физических свойств грунтов от основного объема рассматриваемой выборки.

Лабораторные эксперименты проводились на приборах:

- статического и динамического трехосного сжатия «MINIDYN 2 Hz 10 kN» производства компании GDS (Великобритания) (рис. 3.1);
- статического трехосного сжатия ООО «НПП ГЕОТЕК» (Россия) (рис. 3.2);
- динамического трехосного сжатия Geotechnical Instruments (Канада) с возможностью проведения статических испытаний, благодаря дополнительно установленному кинематическому приводу компании ООО «НПП Геотек» (Россия) (рис. 3.3).
- динамического трехосного сжатия ООО «НПП ГЕОТЕК» (Россия) (рис. 3.4).

Трехосные испытания проводилось в несколько этапов: подготовка образца, контроль степени водонасыщения, консолидация, статическое или динамическое нагружение и обработка полученных результатов (рис. 3.5).

#### **Подготовка образцов грунта для статических и динамических трехосных испытаний.**

1. *Песчаные грунты.* Подготовка песчаных грунтов из проб нарушенного сложения велась непосредственно на основании камеры способом сухой послойной отсыпки воздушно-сухого песка, который позволяет исключить значительные вариации пористости по высоте образца и обеспечить их практическую идентичность в серии испытаний (Ишихара, 2006).

Образцы формировались в цилиндрической разъемной форме-шаблоне, установленной непосредственно на пьедестале камеры прибора трехосного сжатия, с растянутой на ее внутренней поверхности латексной мембраной.





Рис. 3.1. Прибор статического и динамического трехосного сжатия «MINIDYN 2 Hz 10 kN»  
производства компании GDS (Великобритания)



Рис. 3.2. Прибор статического трехосного сжатия ООО «НПП ГЕОТЕК» (Россия)

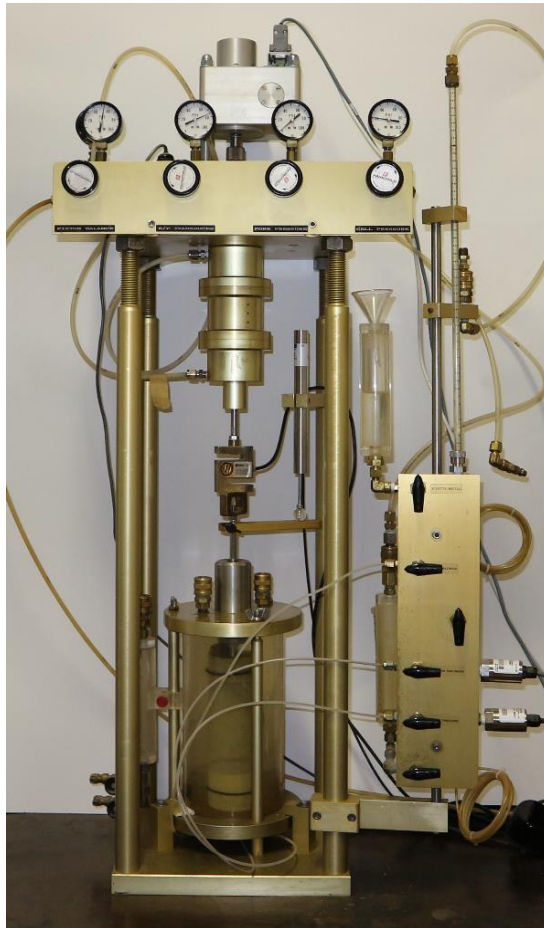


Рис. 3.3. Прибор динамического трехосного сжатия Geotechnical Instruments (Канада) с дополнительным кинематическим приводом ООО «НПП «Геотек»» (Россия)



Рис. 3.4. Прибор динамического трехосного сжатия ООО «НПП ГЕОТЕК» (Россия)

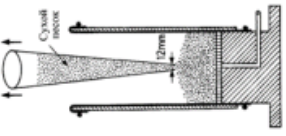
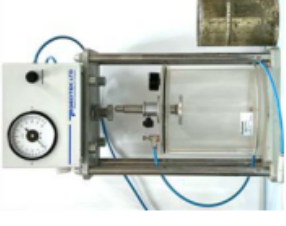
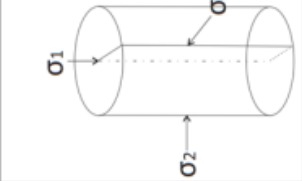
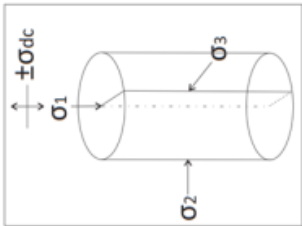
<p>Подготовка образца</p>	<p><b>песчаные грунты</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>Укладка песка методом сухой отсыпки</li> <li>Обжатие <math>\sigma_3 = 10-15</math> кПа</li> <li>Насыщение <math>\text{CO}_2</math> под давлением 10 кПа в течение 30 минут</li> <li>Заполнение образца дистиллированной и вакуумированной водой снизу с напором около 30 см</li> </ol>	 <p>Метод сухой послышной отсыпки</p>	<p><b>глинистые грунты</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>Изготовление модельного грунта заданной <math>W</math> и <math>\rho</math> в консолидометре/подбор естественных грунтов «близнецов»</li> <li>Вырезание образца из монолита ненарушенного грунта</li> </ol>	 <p>Консолидометр ООО «НПП Геотек»</p>
<p>Проверка степени водонасыщения</p>	<p><b>Контроль параметра Скемптона <math>V = \Delta U_i / \Delta \sigma_i</math></b> (где <math>\Delta U_i</math> – приращение порового давления в образце грунта, <math>\Delta \sigma_i</math> – приращение полного среднего напряжения)</p>			
<p>Консолидация</p>	<p><b>Изотропная или анизотропная консолидация</b> при <math>\sigma_3 = 15-611</math> кПа до достижения критерия стабилизации по объему отжатой из образца жидкости <math>V_{\text{гес}} = 5</math> мм<sup>3</sup> за 5 минут</p>			
<p>Статическое или динамическое нагружение</p>	<p><b>статическое нагружение</b></p> <p><math>V_{\sigma_1} = 0.02-0.3</math> мм/мин</p> <p>критерий остановки эксперимента: <math>\varepsilon_1 \geq 20\%</math></p>	 <p>НДС грунта (статическое нагружение)</p>	<p><b>динамическое нагружение</b></p> <p><math>\sigma_d / \sigma_3 = 0.36-0.70</math></p> <p><math>f = 0.1</math> Гц</p> <p>критерий остановки эксперимента: <math>\varepsilon_1 \geq 15\% / PPR = 1.00</math></p>	 <p>НДС грунта (динамическое нагружение)</p>

Рис.3.5. Методика проведения статических и динамических трехосных испытаний

Для формирования образцов строго цилиндрической формы между внутренней стенкой формы и мембраной с помощью вакуумного насоса создавалось разрежение, обеспечивающее полное прилегание последней по внутренней поверхности шаблона. Масса грунта контролировалась с точностью до 0,01 г.

Формовка образцов методом сухой послойной отсыпки проводилась через воронку с выходным отверстием диаметром 5 мм с постоянной высоты около 2 см над поверхностью формируемого образца. Так как было необходимо сформировать образцы с заданным коэффициентом пористости, изначально бралась навеска грунта рассчитанной заранее массы, которая полностью укладывалась в металлическую форму-шаблон с известным объёмом. При сборке образца контролировалось заполнение навеской грунта всего объема формы-шаблона, чем обеспечивалось постоянство коэффициента пористости.

Так как для динамических и статических трехосных испытаний необходимо проводить измерение порового давления, во время опыта производилось водонасыщение образцов грунта.

После установки штампа и закрепления на нем верхнего конца мембраны, но до заполнения камеры прибора водой, к образцам для повышения эффективных напряжений и сохранения их однородности через верхнюю дренажную линию прикладывалось разрежение. Нижняя дренажная линия оставалась перекрытой. После этого герметически перекрывалась верхняя дренажная линия, удалялась разъемная форма-шаблон и штангенциркулем определялись высота и диаметр образца с точностью 0,1 мм. Диаметр измерялся в верхней, средней и нижней частях образца не менее шести раз. В дальнейших расчетах использовалось полученное среднее арифметическое значение диаметра образца.

Водонасыщение исходно сухого песка проводилось непосредственно в камере прибора трехосного сжатия. Сначала каждый образец подвергался гидростатическому сжатию до  $\sigma_z$ , равного 10-15 кПа, с одновременным снятием вакуума во избежание радиальных деформаций. Затем проводилось насыщение песка углекислым газом снизу под давлением не более 10 кПа в течение 30 мин, с помощью чего было достигнуто вытеснение воздуха из пор грунта через верхнюю дренажную линию и насыщение его более тяжелым углекислым газом, который впоследствии растворялся в воде без защемления пузырьков газа, искажающих измеряемое поровое давление. Заполнение образца дистиллированной и предварительно вакуумированной (для ее полной дегазации) водой проводилось снизу с напором около 30 см до прекращения выделения газовых пузырьков с водой через верхнюю дренажную линию. Такая подготовка позволила получить полностью водонасыщенные образцы с коэффициентом порового давления  $V$  (параметром Скемптона), равным 0,94-1,00. Если этот критерий не был достигнут, проводилась процедура насыщения методом противодействия.

2. *Глинистые грунты.* В целях диссертационного исследования для того, чтобы получить хорошую сходимость результатов испытаний, лабораторные эксперименты проводились на искусственно сформированных образцах глинистого грунта с заданной влажностью и плотностью. Для создания грунтовой пасты был использован глинистый грунт оксфордского яруса верхнего отдела юрской системы морского генезиса.

Образцы были изготовлены согласно ГОСТ 30416-2020. Исходный грунт высушивался в сушильном шкафу, растирался пестиком с резиновым наконечником, просеивался через сито с отверстиями диаметром 5 мм и затем замачивался на два часа. Для создания заданной влажности в грунт добавлялось расчетное количество воды  $Q_p$ , см<sup>3</sup>, определяемое по формуле (1):

$$Q_p = \frac{m_r(W_3 - W)}{\rho_w(1 + W)}, \quad (1)$$

где  $m_r$  (г) – масса исследуемого грунта при влажности  $W$ ;  $W_3$  и  $W$  (%) – соответственно заданная и исходная влажности грунта, д.е.;  $\rho_w$  – плотность воды, принятая равной 1 г/см<sup>3</sup>. Контроль влажности проводился весовым способом согласно ГОСТ 5180-2015.

Подготовленный грунт послойно закладывался в обойму диаметром 8 см и высотой 16 см консолидометра конструкции ООО «НПП Геотек» (рис. 3.6).



Рис. 3.6. Консолидометр конструкции ООО «НПП Геотек»

Камера прибора наполнялась водой до верхнего края обоймы, в оставшейся части камеры создавалось разрежение. С помощью вертикального поршня к грунту прикладывалась нагрузка в 100 кПа, уплотнение модельного грунта проводилось в течение двух дней.

После извлечения из разъемной формы консолидометра образец грунта вырезался с помощью специальных ножей и струн на поворотном столике-шаблоне. Для выравнивания торцов использовались разъемные формы, позволяющие ровно подрезать образец жестким ножом. Подготовленный образец устанавливался в латексной мембране в камеру трехосного сжатия, закрепляясь на торцах накладными резиновыми кольцами.

### **Проведение испытаний.**

Статические и динамические трехосные испытания проводились по консолидированно-недренированной схеме. Поэтому после подготовки образца необходимо было проводить проверку степени водонасыщения, которая контролировалась параметром Скемптона ( $B$ ):

$$B = \frac{\Delta U_i}{\Delta \sigma_m}, \quad (2)$$

где  $\Delta U_i$  – приращение порового давления в образце грунта,  $\Delta \sigma_m$  – приращение полного среднего напряжения.

Для проверки коэффициента Скемптона на камере трехосного сжатия перекрывался дренаж системы, затем производилось ступенчатое поднятие полного всестороннего напряжения до величины напряжений, заданных условием эксперимента.

Величина ступени нагружения выбиралась для глинистых грунтов исходя из консистенции грунта, для песчаных - исходя из гранулометрического состава и плотности сложения:

- для грунтов мягкопластичной и текучей консистенции не более 25 кПа;
- для грунтов тугопластичной и пластичной консистенции не более 50 кПа;
- для грунтов полутвердой и твердой консистенции не более 200 кПа;
- для песков гравелистых независимо от плотности, песков крупных и средней крупности плотных не более 100 кПа;
- для песков средней крупности рыхлых и средней плотности, песков мелких плотных и средней плотности не более 50 кПа;
- для песков мелких рыхлых, песков пылеватых независимо от плотности не более 25 кПа до  $\sigma_3 = 100$  кПа, далее по 50 кПа.

В процессе обжатия на каждой ступени проводилось измерение и фиксация порового давления. Критерием стабилизации порового давления на ступени считалось достижение разницы показаний между двумя измерениями не более 3 кПа за 15 минут. Далее по формуле (2)

был произведен расчет параметра Скемптона. При достижении напряжения, заданного условием эксперимента дренаж перекрывался.

За контролем степени водонасыщения следовала изотропная или анизотропная консолидация при открытом дренаже при напряжениях, заданных условиями эксперимента. Критерием окончания фильтрационной консолидации было принято условие изменения объема отжатой жидкости не более, чем на  $5 \text{ мм}^3$  за последние 5 минут. При достижении заданного критерия дренаж перекрывался, и осуществлялся переход на стадию статического либо динамического нагружения.

*Серия статических трехосных испытаний* проводилась для модельного грунта по консолидировано-недренированной схеме со скоростью деформации:

- 0,3 мм/мин для мелких песков, на которых производилась разработка методики определения прочности для песчаных грунтов;
- 0,05 мм/мин для мелких, средней крупности и гравелистых песков, на которых проводились испытания для формирования доказательной базы диссертационного исследования;
- 0,02 мм/мин для глинистых грунтов.

Скорость деформирования грунтов была выбрана, основываясь на требованиях ГОСТ 12248.3, а также исходя из соображений удобства проведения эксперимента с целью корректного измерения порового давления в течение стадии нагружения.

Нагружение проводилось до достижения 20% осевой деформации. Всесторонние напряжения выбирались таким образом, чтобы разброс выборки позволял как можно более полно охарактеризовать изменение прочности грунтов в широком диапазоне нагрузок.

*Серия динамических трехосных испытаний* была выполнена при разных всесторонних напряжениях, с разными амплитудами динамических осевых напряжений. Автор при этом исходил из предположения о том, что уменьшение прочности грунтов происходит за счет изменения напряженно-деформированного состояния. Так как соотношение всесторонних напряжений и амплитуды динамического воздействия влияет на мобилизуемую прочность грунта, их величины подбирались таким образом, чтобы формирующаяся выборка результатов позволяла как можно более полно охарактеризовать изменение прочности в широком диапазоне нагрузок. Динамическая нагрузка прикладывалась до достижения одного из следующих критериев:

- до достижения величиной приведенного порового давления  $PPR$  (отношение порового давления  $U$  ко всестороннему  $\sigma_m$ ) значения 1,00;
- до прохождения траектории эффективных напряжений через начало координат ( $p' = 0$ ;  $q = 0$ );

- до достижения 15% осевой деформации образца  $\varepsilon_{SA}$  в цикле от момента начала нагружения.

### **Обработка полученных результатов**

По результатам испытания образцов в условиях трехосного сжатия вычислялся набор параметров, необходимый для анализа и интерпретации поведения грунта.

1. Высота образца грунта после консолидации:

$$h_c = h_0 - \varepsilon_{1c}, \quad (3)$$

где  $h_0$  – начальная высота образца;  $\varepsilon_{1c}$  – абсолютная вертикальная деформация образца после окончания консолидации.

2. Объем образца грунта после консолидации:

$$V_c = V_0 - V, \quad (4)$$

где  $V_0$  – начальный объем образца;  $V$  – объем отжатой из образца жидкости на этапе консолидации.

3. Площадь образца грунта после консолидации:

$$A_c = \frac{V_c}{h_c}, \quad (5)$$

4. Относительная вертикальная деформация образца грунта на этапе девиаторного нагружения:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_c}, \quad (6)$$

где  $\Delta h$  – абсолютная вертикальная деформация образца с начала девиаторного нагружения.

5. Для испытаний в приборе статического трехосного сжатия с целью коррекции осевого напряжения производился расчет изменения площади образца в процессе стадии нагружения. Площадь сечения образца корректировалась по формуле (7), предложенной М. Мулабдиком (1993):

$$A_i = A_c \left( -\frac{1}{4} + \sqrt{\frac{25 - 20\varepsilon_a - 5\varepsilon_a^2}{4(1 - \varepsilon_a)}} \right)^2, \quad (7)$$

6. Осевое напряжение при испытаниях образцов грунта в приборе статического трехосного сжатия рассчитывалось по формуле (8):

$$\sigma_{1i} = \frac{F_i}{A_i}, \quad (8)$$

где  $F_i$  – осевая нагрузка на стадии девиаторного нагружения.



## 7. Определение сдвиговой прочности.

С целью идентификации напряженного состояния в момент разрушения были построены и проанализированы графики развития осевой деформации при девиаторном нагружении грунта, а также траектории эффективных напряжений.

При интерпретации результатов статических трехосных испытаний точка разрушения определялась графически на кривой деформирования грунта, построенной в координатах второй инвариант девиатора напряжений при осесимметричном трехосном сжатии (далее по тексту «девиатор») –  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ , осевая деформация –  $\varepsilon_1$ . За предел прочности принималось максимальное значение девиатора напряжений (рис.3.7).

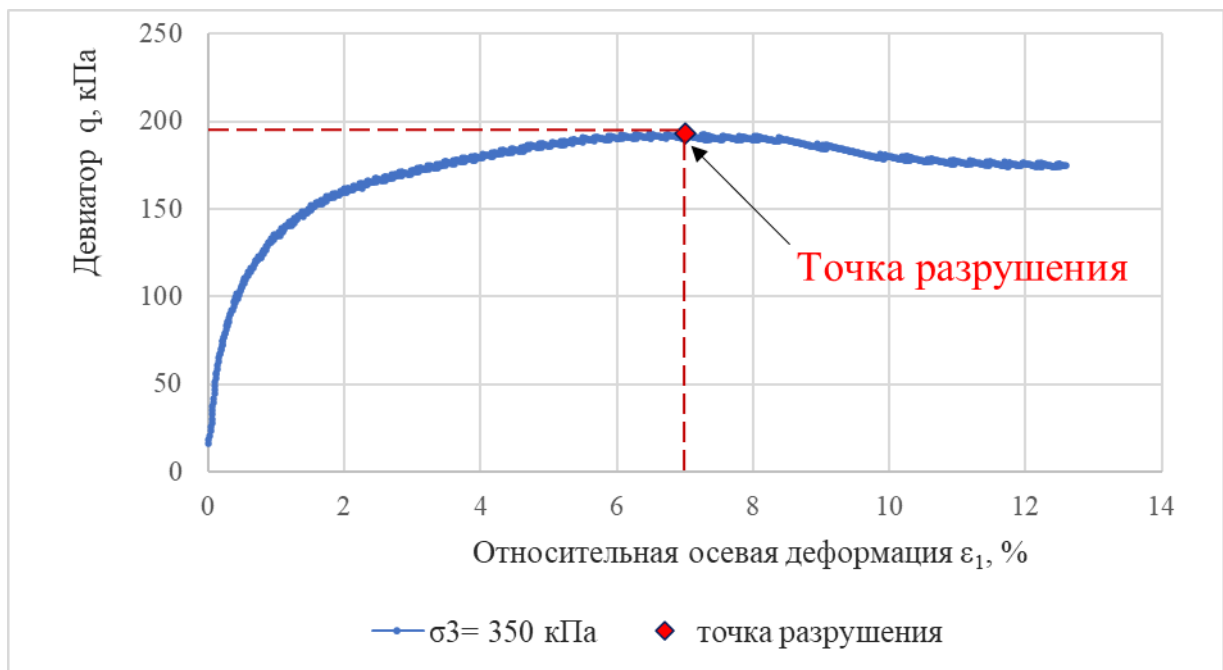


Рис. 3.7. Зависимость девиатора напряжения от осевой деформации в статическом трехосном испытании

В рамках современных представлений механики грунтов результаты трехосных испытаний графически могут быть представлены в виде траекторий эффективных напряжений -  $p'$ - $q$  диаграмм Кембриджской (Schofield and Wroth, 1968) или Массачусетской (Lambe, 1964, Lambe and Whitman, 1979) школ механики грунтов. В отличие от диаграммы Мора, траектории эффективных напряжений описывают изменение напряженного состояния грунта в течение всей стадии динамического или статического нагружения.

Для определения напряженного состояния в момент разрушения в динамических трехосных испытаниях было решено воспользоваться анализом траекторий эффективных

напряжений, так как его выявление на вышеуказанной кривой деформирования невозможно ввиду отсутствия явных факторов, знаменующих разрушение грунта (рис. 3.8).

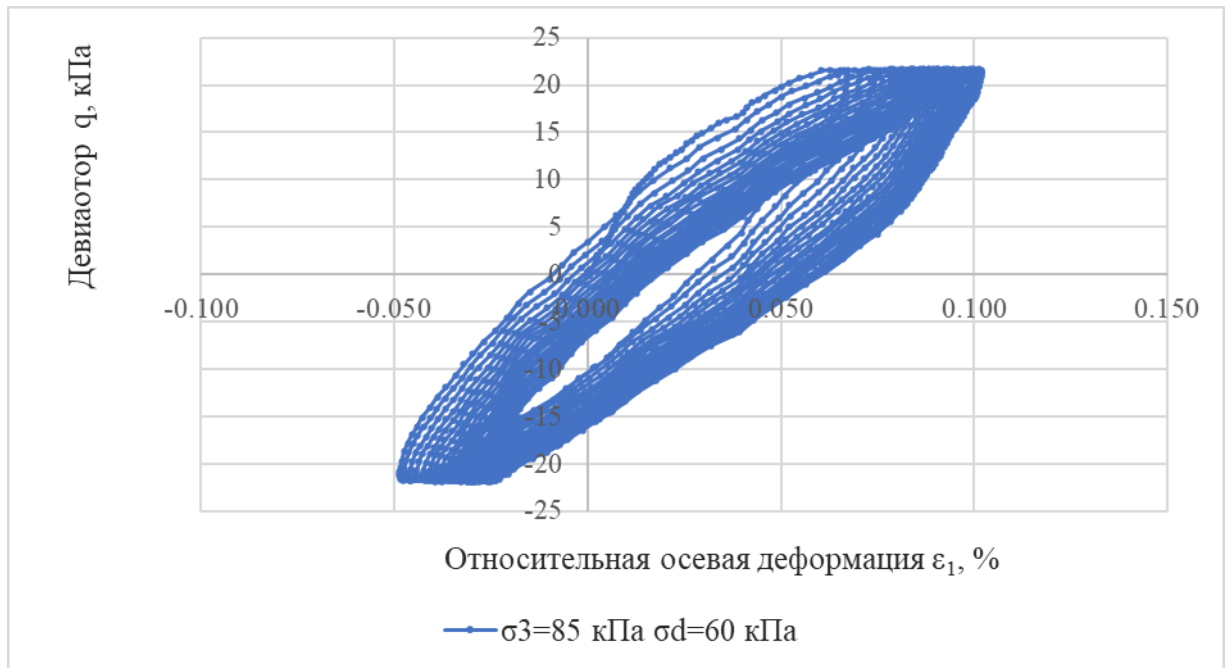


Рис. 3.8. Зависимость девиатора напряжения от осевой деформации в динамическом трехосном испытании при испытании глинистого грунта

Траектории эффективных напряжений были построены в координатах девиатор –  $q$ , среднее эффективное напряжение –  $p'$ , рассчитанные по формулам:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3), \quad (9)$$

$$p' = \frac{(\sigma_1' + 2\sigma_3')}{3}, \quad (10)$$

На рисунке 3.9. приведены результаты одного из проведенных динамических трёхосных испытаний песчаного грунта. Автором рекомендовано напряженное состояние в момент разрушения песчаных грунтов определять на траектории эффективных напряжений как максимальное значение девиатора перед разжижением грунта в том же цикле при соответствующем ему среднем эффективном напряжении.

На рисунке 3.10 приведены результаты одного из проведенных динамических трёхосных испытаний глинистого грунта. Автором рекомендовано для глинистых грунтов напряженное состояние в момент разрушения фиксировать на траектории эффективных напряжений как максимальное значение девиатора и соответствующего ему среднего эффективного напряжения в том цикле нагружения, при котором уровень осевой деформации равен среднему значению, достигнутому при разрушении этого грунта в серии статических трехосных испытаний.

Обоснование предложенных методик определения напряженного состояния в момент разрушения дисперсных грунтов при динамических трехосных испытаниях подробно описано в главе 4.

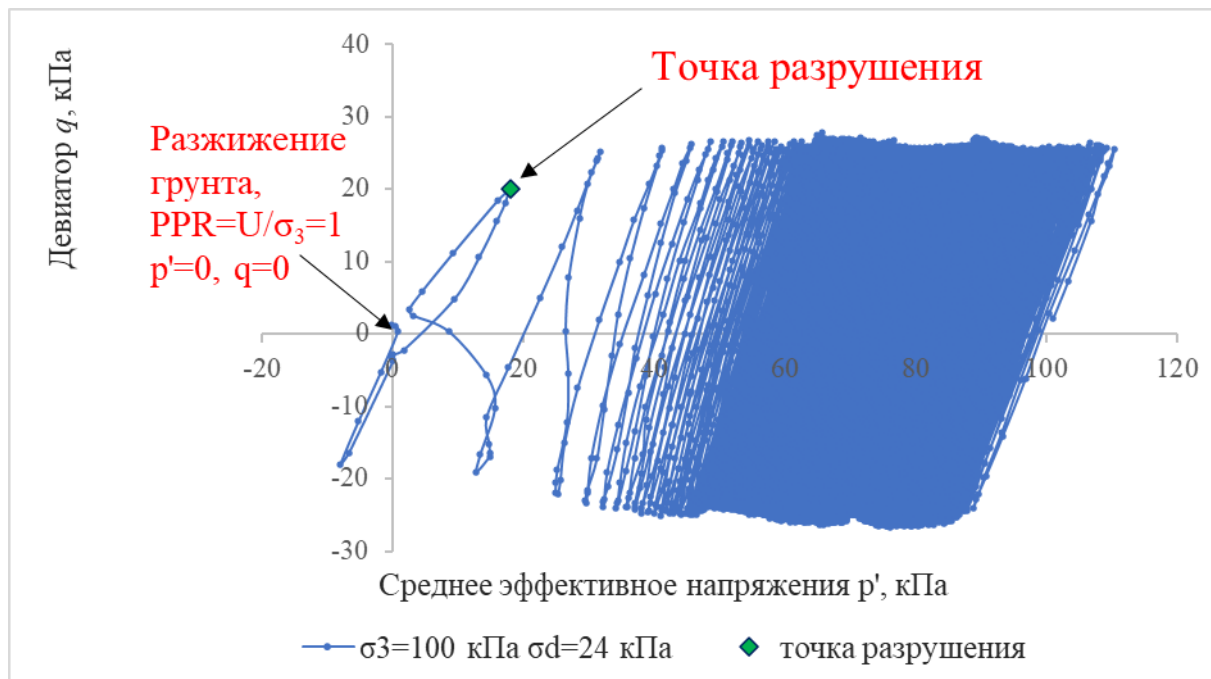


Рис. 3.9. Траектория эффективных напряжений для испытания на динамическое трехосное сжатие водонасыщенного песчаного грунта

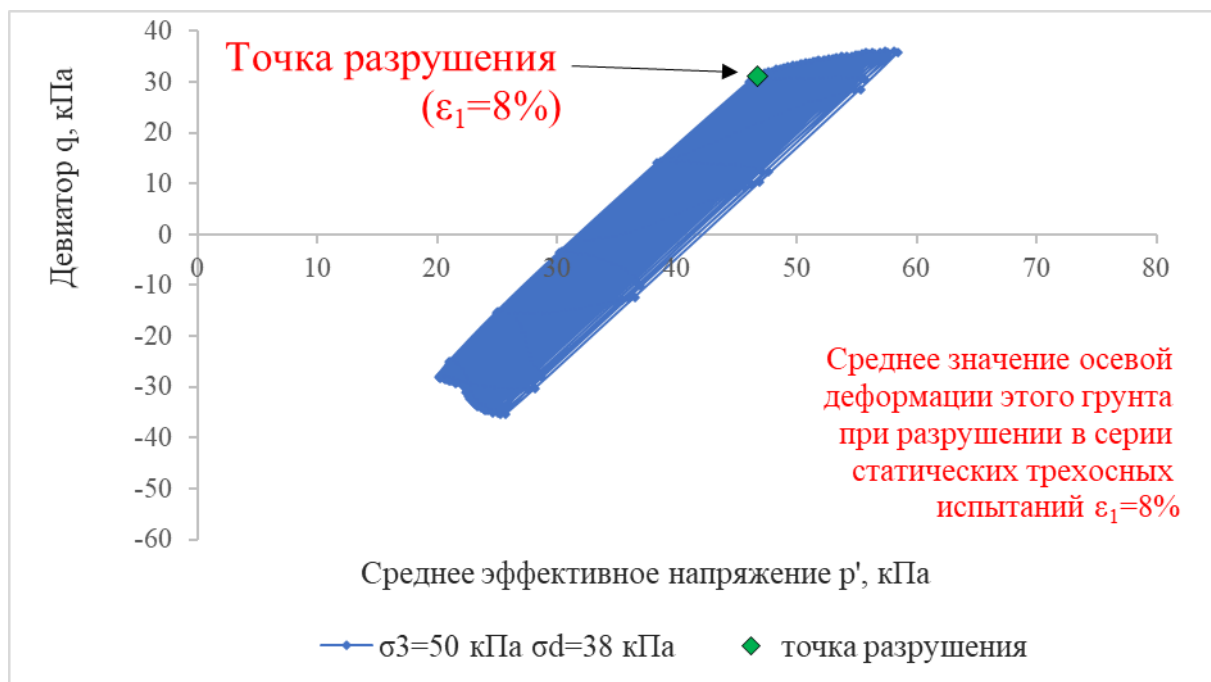


Рис. 3.10. Траектория эффективных напряжений для испытания на динамическое трехосное сжатие водонасыщенного глинистого грунта

7.2. Определение прочности и параметров прочности грунтов было проведено в рамках теории прочности Кулона-Мора.

В основе теории прочности Кулона-Мора лежит гипотеза Мора о зависимости предельных касательных напряжений от нормального напряжения и гипотеза Кулона о том, что названная зависимость обусловлена внутренним трением в твердом теле. Графически они представлены в виде диаграммы Мора, которая служит для определения всех компонентов напряжений, действующих по любой, произвольно ориентированной элементарной площадке в точке сплошной среды. Таким образом, диаграмма Мора характеризует напряженное состояние в точке. Это напряженное состояние будет предельным, если круг Мора касается предельной огибающей Кулона-Мора (рис.3.11).

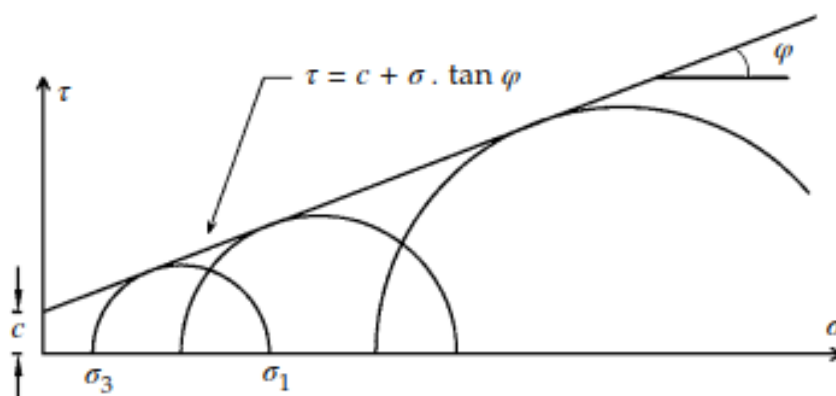


Рис. 3.11. Диаграмма Кулона-Мора

Критерий прочности Кулона-Мора представляет собой билинейную зависимость касательных напряжений, возникающих в грунте, от величины приложенных нормальных напряжений. Эта зависимость может быть представлена как:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\phi) + C, \quad (11)$$

где  $\tau$  – величина касательных напряжений,  $\sigma$  – величина нормальных напряжений,  $C$  – пересечение касательной к кругам Мора с осью  $\tau$ ,  $\operatorname{tg}\phi$  – тангенс угла наклона касательной к кругам Мора.

$C$  и  $\phi$  являются эмпирическими параметрами прочности модели и представляют собой сцепление и угол внутреннего трения грунта.

Параметры прочности в данном исследовании определялись аналитически в соответствии с ГОСТ 12248.3-2020.

В случае трехосных испытаний в ходе опыта определялись пары эффективный вертикальных и горизонтальных напряжений в момент разрушения, которые аппроксимировались методом наименьших квадратов (рис.3.12).

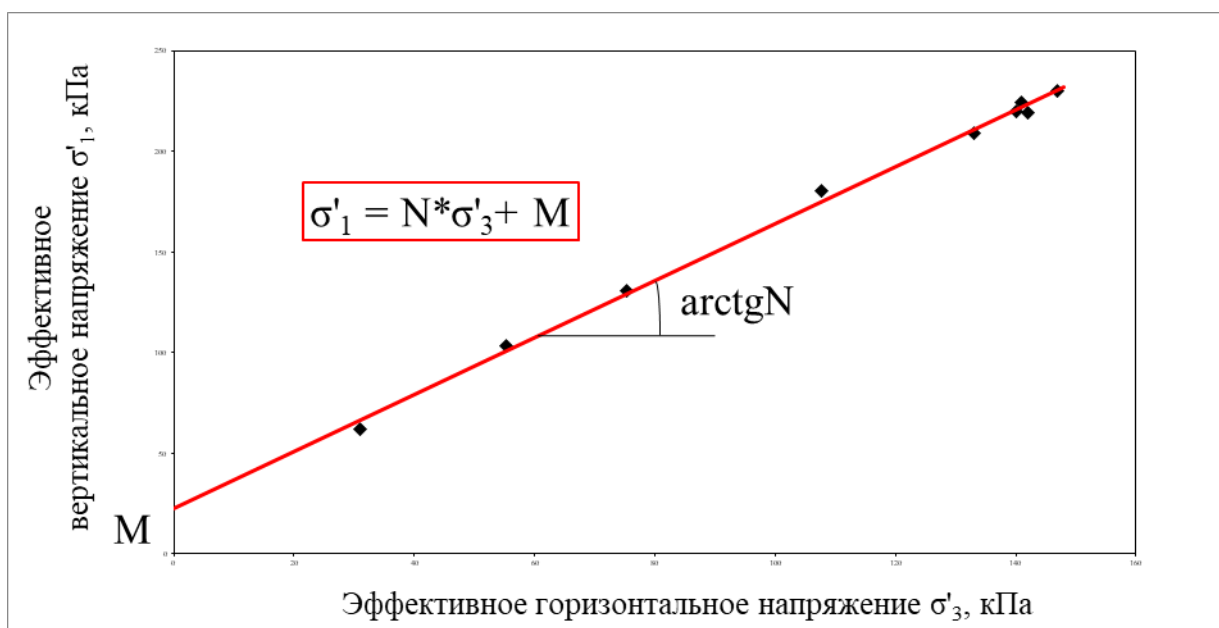


Рис. 3.12. Зависимость предельных вертикальных и горизонтальных эффективных напряжений в серии трехосных испытаний

Прямая, построенная таким образом описывалась билинейным уравнением:

$$\sigma'_1 = N * \sigma'_3 + M, \quad (12)$$

где  $M$  и  $N$ :

$$N = \frac{n \sum \sigma'_1 \sigma'_3 - \sum \sigma'_1 \sum \sigma'_3}{n \sum (\sigma'_3)^2 - (\sum \sigma'_3)^2}, \quad (13)$$

$$M = \frac{\sum \sigma'_1 \sum \sigma'_3 - \sum \sigma'_1 \sum \sigma'_3}{n \sum (\sigma'_3)^2 - (\sum \sigma'_3)^2}, \quad (14)$$

На основании параметров  $M$  и  $N$  угол внутреннего трения и сцепление вычислялся по формулам:

$$\varphi = \arctg \frac{N-1}{2\sqrt{N}}, \quad (15)$$

$$c = \frac{M}{2\sqrt{N}}, \quad (16)$$

Также для каждой серии испытаний были построены диаграммы Кулона -Мора с целью лучшей визуализации полученных результатов.

Для построения предельного круга диаграммы Мора должны быть известны осевое ( $\sigma'_1$ ) и всестороннее ( $\sigma'_3$ ) эффективные напряжения в момент разрушения образца. В свою очередь, абсцисса центра ( $c$ ) и радиус ( $R$ ) круга Мора, исходя из геометрических соображений, рассчитываются по формулам (12) и (13):

$$R = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2}, \quad (12)$$

$$c = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \quad (13)$$

Таким образом для каждой серии статических и динамических трехосных испытаний были построены траектории эффективных напряжений, рассчитаны аналитически параметры прочности, а также построены диаграммы Кулона-Мора.

### **Выводы по главе 3**

- В рамках диссертационного исследования было выполнено и обработано 117 трехосных испытаний на дисперсных грунтах, из них 23 статических и 34 динамических трехосных испытания выполнены на песчаных грунтах и 21 статических и 39 динамических трехосных испытаний – на глинистых образцах. Из всей совокупности проведенных испытаний при интерпретации результатов ввиду методических причин часть опытов была отбракована. Защищаемые положения диссертационной работы основаны на 36 статических и 51 динамическом трехосных испытаниях, проведенных на песчаных и глинистых грунтах.

- Статические трехосные испытания проводились по консолидированно-недренированной схеме со скоростью 0,02-0,30 мм/мин до достижения 20% осевой деформации.

- Динамические трёхосные испытания проводились по консолидированно-недренированной схеме, динамическое нагружение выполнено в широком диапазоне амплитуд нагружения до достижения одного из критериев, знаменующих разжижение грунта либо до достижения 15% осевой деформации.

- Обработка полученных результатов испытаний проводилась в рамках анализа траекторий эффективных напряжений и теории прочности Кулона-Мора.

## ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ МОДЕЛЬНЫХ ОБРАЗЦОВ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ

### 4.1. Оценка динамической прочности песчаных грунтов

Для разработки единого подхода к определению сдвиговой прочности песчаного грунта в лабораторных условиях были выполнены испытания, водонасыщенных модельных образцов песка мелкого средней плотности. Результаты статических и динамических трехосных испытаний этого модельного грунта представлены в таблицах 4.1 и 4.2.

Для серии статических трехосных испытаний напряженное состояние в момент разрушения определялось по результатам каждого опыта на диаграмме «девиатор ( $q$ ) - осевая деформация ( $\varepsilon_I$ )» при максимальном значении девиатора напряжений (рис. 4.1).

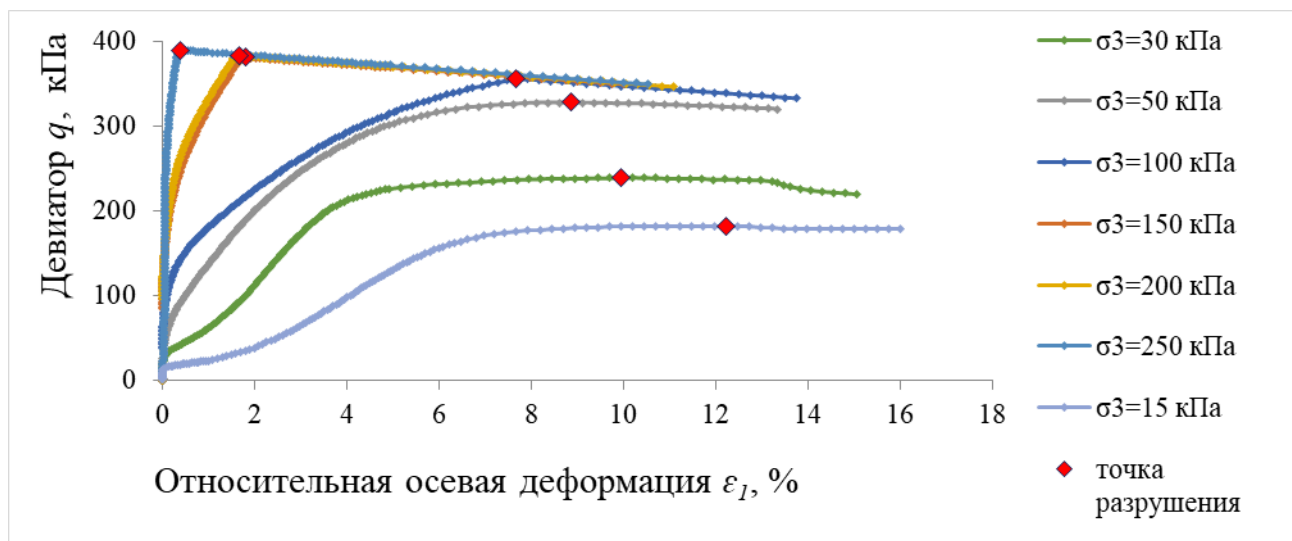


Рис. 4.1. Зависимость девиатора напряжений от относительной осевой деформации для серии статических трехосных испытаний на модельных водонасыщенных образцах песка мелкого средней плотности

Для дальнейшей интерпретации напряженное состояние в момент разрушения идентифицировано на траектории эффективных напряжений  $p'-q$  (рис. 4.2), соответствующих развитию напряжений в образцах на стадии сдвига.

При динамических трехосных испытаниях песков во всех случаях было зафиксировано его разжижение, хотя и в разном числе циклов воздействия. Характерный пример полученных результатов приведен на рисунке 4.3.

Таблица 4.1  
 Результаты статических трехосных испытаний на модельных водонасыщенных образцах песка мелкого средней плотности

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	Максимальное вертикальное напряжение консолидации, кПа	Коэффициент пористости после консолидации	Напряженное состояние в момент разрушения				Относительная осевая деформация, %
			Эффективное вертикальное напряжение, кПа	Эффективное горизонтальное напряжение, кПа	Среднее эффективное напряжение, кПа	Деваiator, кПа	
	$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\sigma'_1 = \sigma_1 - U$	$\sigma'_3 = \sigma_3 - U$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$\epsilon_1$
песок мелкий	15	0.66	243	65	124	178	12.23
	30	0.67	320	84	163	236	9.95
	50	0.66	435	110	218	325	8.88
	100	0.67	483	130	248	353	7.67
	150	0.67	530	150	277	380	1.82
	200	0.66	551	169	296	382	1.68
250	0.65	596	206	336	390	0.40	



Таблица 4.2  
 Результаты динамических трехосных испытаний на модельных водонасыщенных образцах песка мелкого средней плотности

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	Напряженное состояние в момент разрушения							Количество циклов нагружения
	Максимальное вертикальное напряжение, кПа	Максимальное горизонтальное напряжение, кПа	Коэффициент пористости после консолидации	Амплитуда динамической нагрузки, кПа	Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа		
	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\tau_d$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$N$	
песок мелкий (модельный грунт)	100	100	0.64	12	18	20	430	
	100	100	0.66	17	31	34	38	
	100	100	0.63	21	38	44	4	
	100	100	0.69	23	46	50	7	
	100	100	0.67	42	46	52	2	
	100	100	0.65	48	71	88	23	
	200	200	0.63	58	94	104	3	

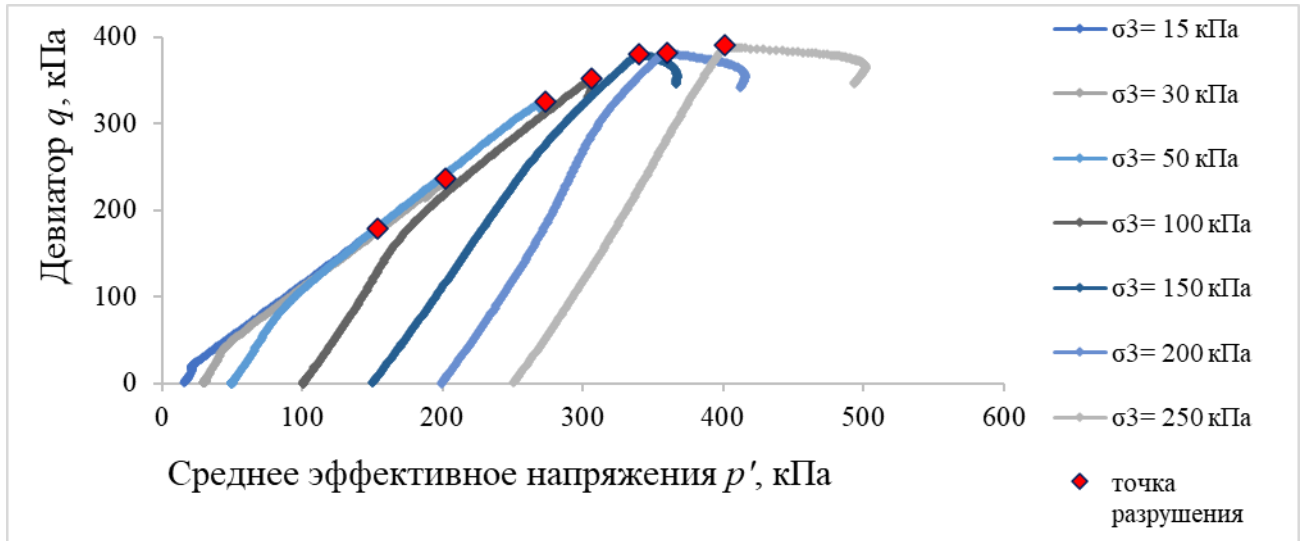


Рис. 4.2. Траектории эффективных напряжений для серии статических трехосных испытаний на модельных водонасыщенных образцах песка мелкого средней плотности

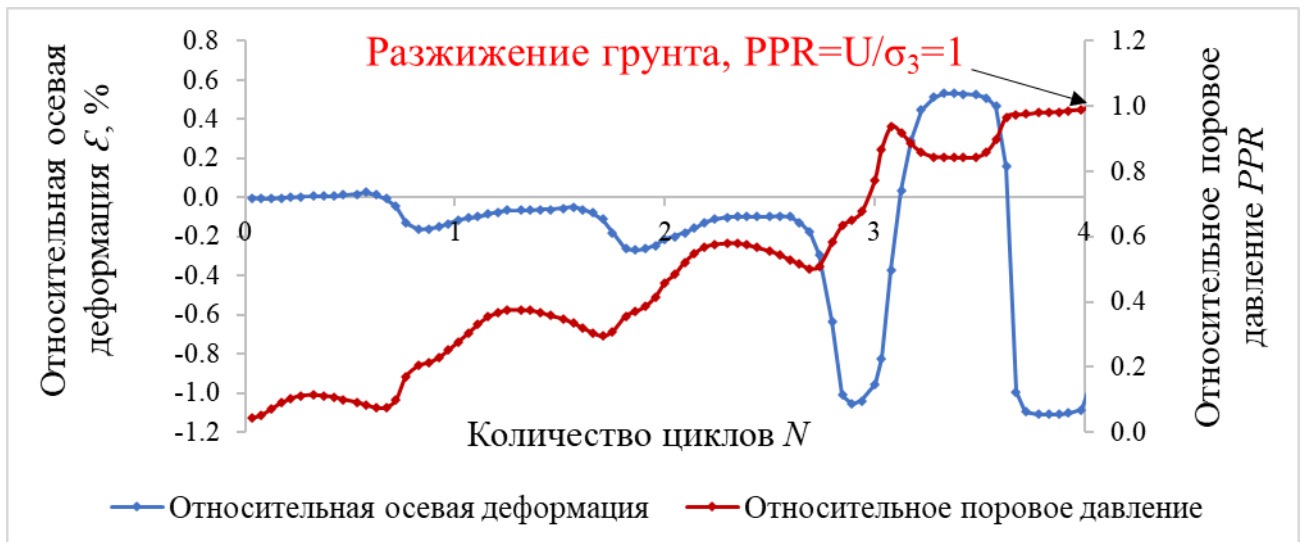


Рис. 4.3. Разжижение модельного образца водонасыщенного песка средней плотности при динамическом нагружении ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 41$  кПа)

Результаты серии динамических трехосных испытаний представлены на рисунке 4.4. Они свидетельствуют о заметном снижении предельной амплитуды динамических напряжений (вызывающей разжижение песка) с увеличением длительности нагружения, что согласуется с публикациями других авторов.

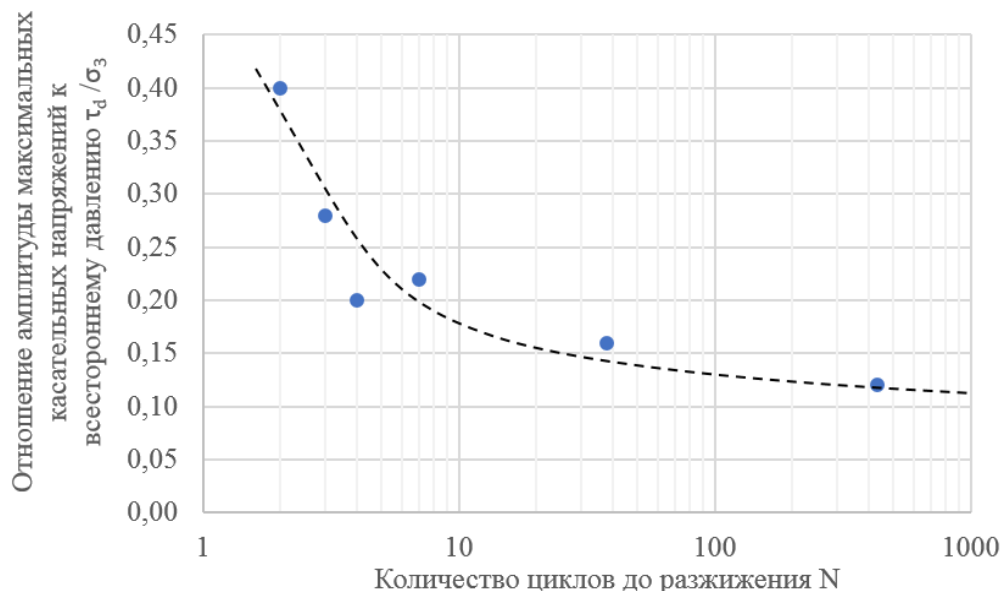


Рис. 4.4. Снижение предельной амплитуды динамических напряжений при разжижении модельного образца водонасыщенного песка с увеличением количества циклов динамического нагружения

Интерпретация полученных результатов была затруднена неочевидностью момента разрушения образца. При обработке статических испытаний можно однозначно определить напряженное состояние в момент разрушения грунта на диаграмме девиатор ( $q$ )-осевая деформация ( $\epsilon_1$ ) при максимальном значении девиатора напряжений, и он будет соответствовать максимальному значению напряжения, которое может выдержать грунт без разрушения. При обработке результатов динамических испытаний этим способом воспользоваться невозможно ввиду отсутствия явных признаков, знаменующих разрушение грунта.

Для определения напряженного состояния в момент разрушения в динамических трехосных испытаниях было решено воспользоваться анализом траекторий эффективных напряжений.

Для каждого опыта были построены  $p'$ - $q$  диаграммы (рис. 4.5, 4.6). Логичным представляется за напряженное состояние в момент разрушения («точку разрушения») в динамических условиях принимать пиковое значение девиатора напряжений перед разжижением грунта в том же цикле и соответствующее ему среднее эффективное напряжение. Это и будет максимальным возможным напряжением, которое может выдержать грунт — сдвиговой прочностью при динамическом нагружении.

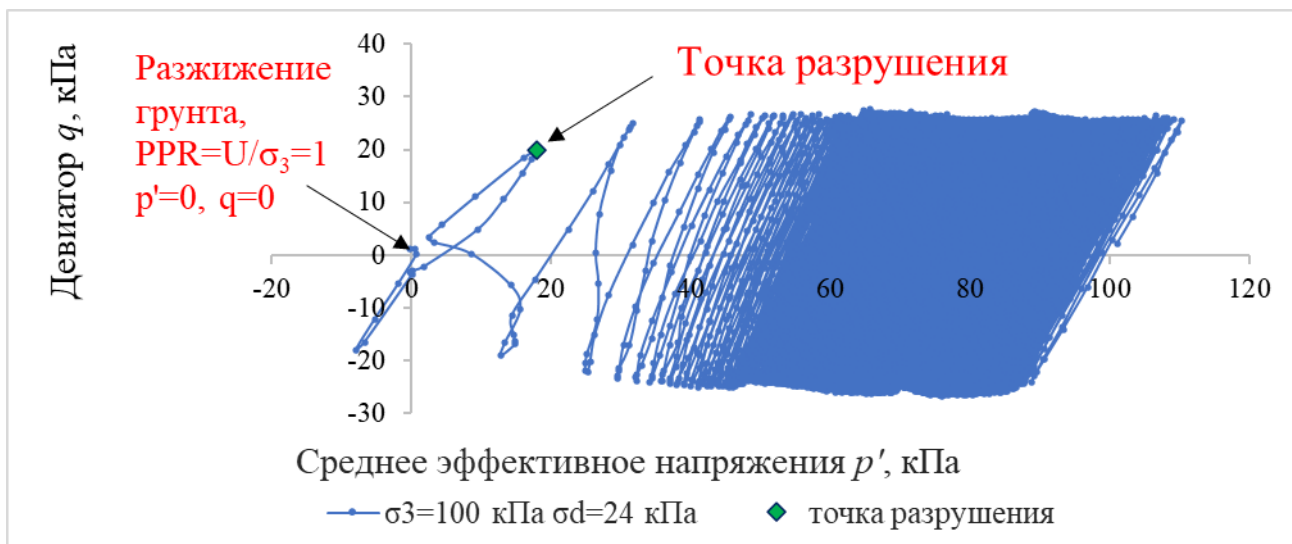


Рис. 4.5. Траектория эффективных напряжений водонасыщенного модельного образца песка мелкого средней плотности при испытании на динамическое трехосное сжатие

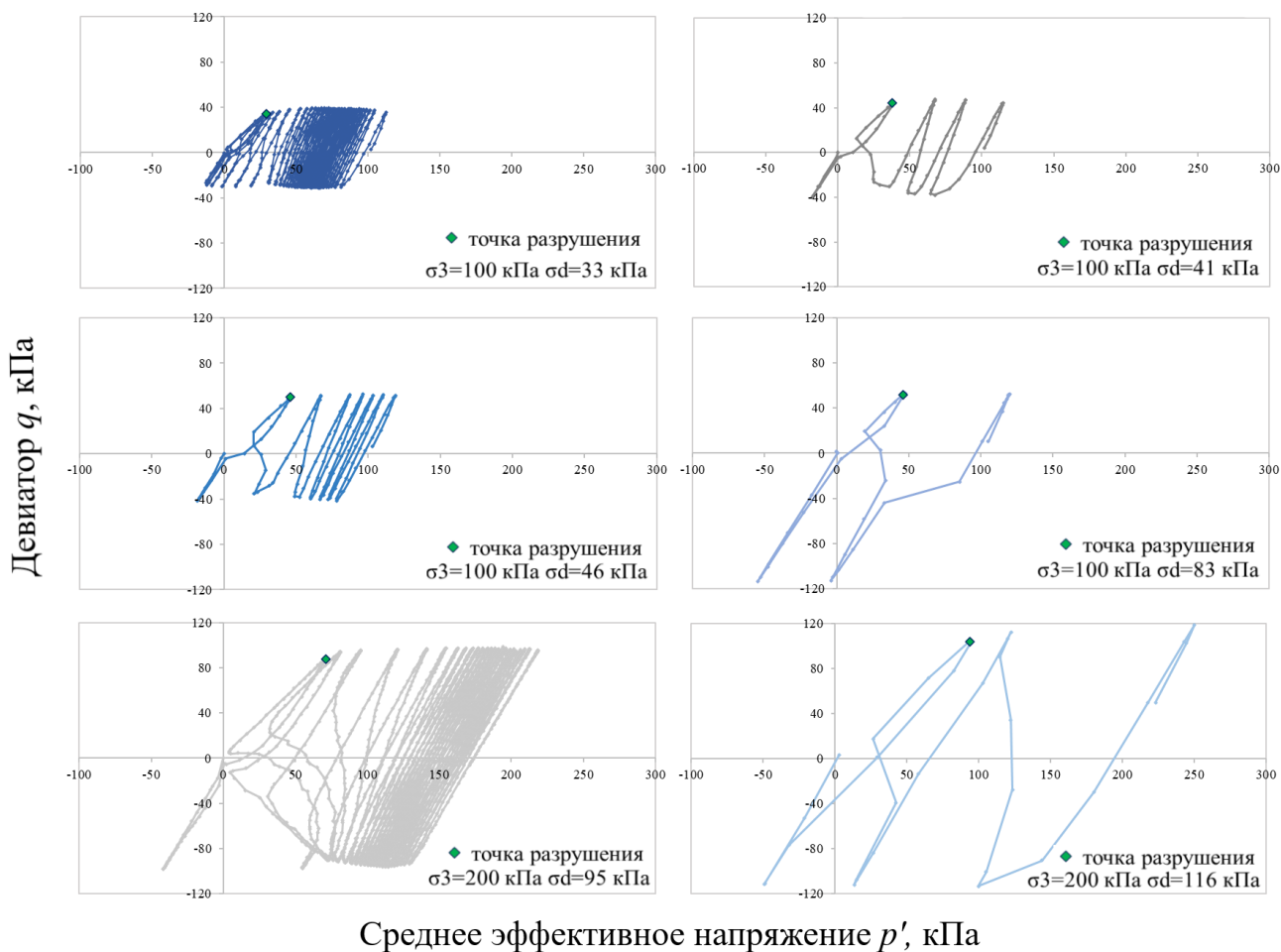


Рис. 4.6. Траектории эффективных напряжений для каждого из опытов серии динамических трехосных испытаний на модельный образец водонасыщенного песка мелкого средней плотности

Если нанести «точки разрушения», полученные из динамических трехосных испытаний, на диаграмму  $p'-q$  и проанализировать совместно с «точками разрушения», полученными по результатам статических трехосных испытаний, мы увидим, что они с высокой величиной достоверности аппроксимации ложатся на единую прямую (рис. 4.7).

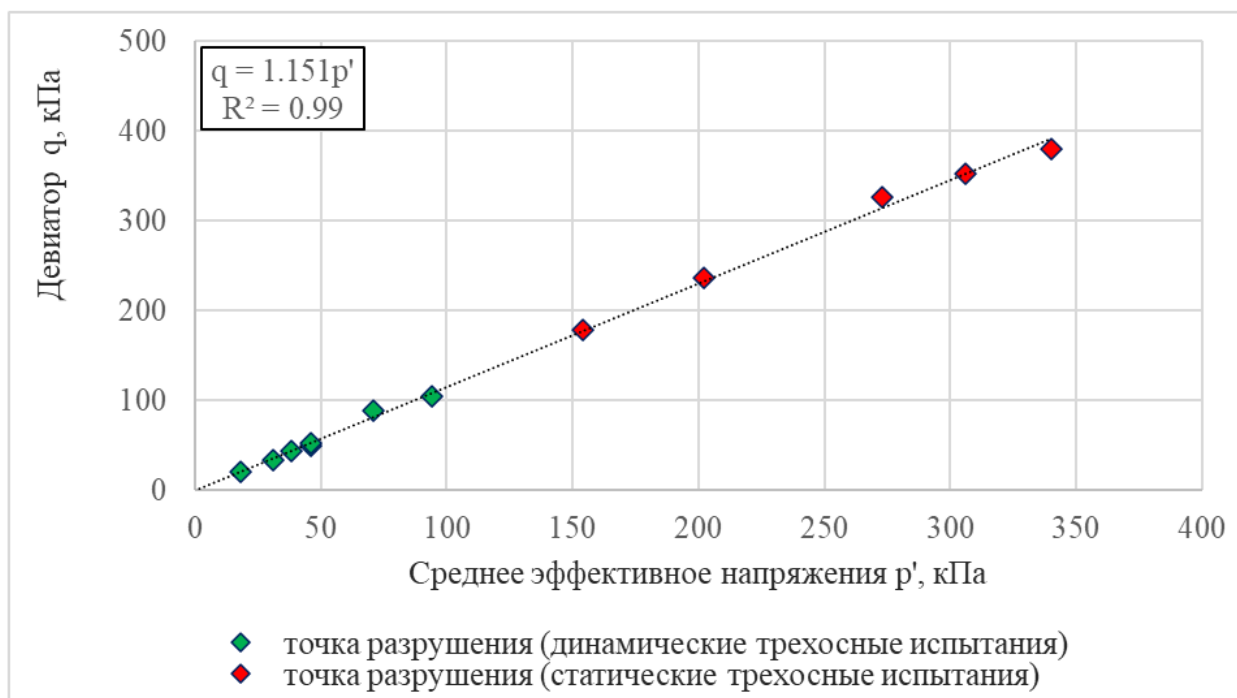


Рис. 4.7. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам серии статических и динамических трехосных испытаний на модельном образце песка мелкого средней плотности

Анализируя рис. 4.7 можно сделать вывод о том, что исследуемый песчаный грунт с заданным коэффициентом пористости в поле траекторий эффективных напряжений имеет уникальную линию разрушения ( $FL p'-q$ ), которая имеет вид линейного уравнения  $q = 1.151p'$ . В таком случае, коэффициент напряжений, описывающий напряженное состояние грунта в момент разрушения  $SR_c$  равен 1.151.

Как видно из рисунка 4.8, к кругам Мора, построенным по результатам статических и динамических трехосных испытаний, можно построить единую касательную (линию разрушения  $FL \tau-\sigma$ ). Следовательно, для области нормальных напряжений до 200 кПа сцепление песчаного грунта будет равно 0, угол внутреннего трения составит  $36^\circ$ . Для описания изменения сцепления и угла внутреннего трения в области больших давлений необходимо строить огибающую к кругам Мора, исходя из положений первоначальной теории прочности Кулона-Мора.

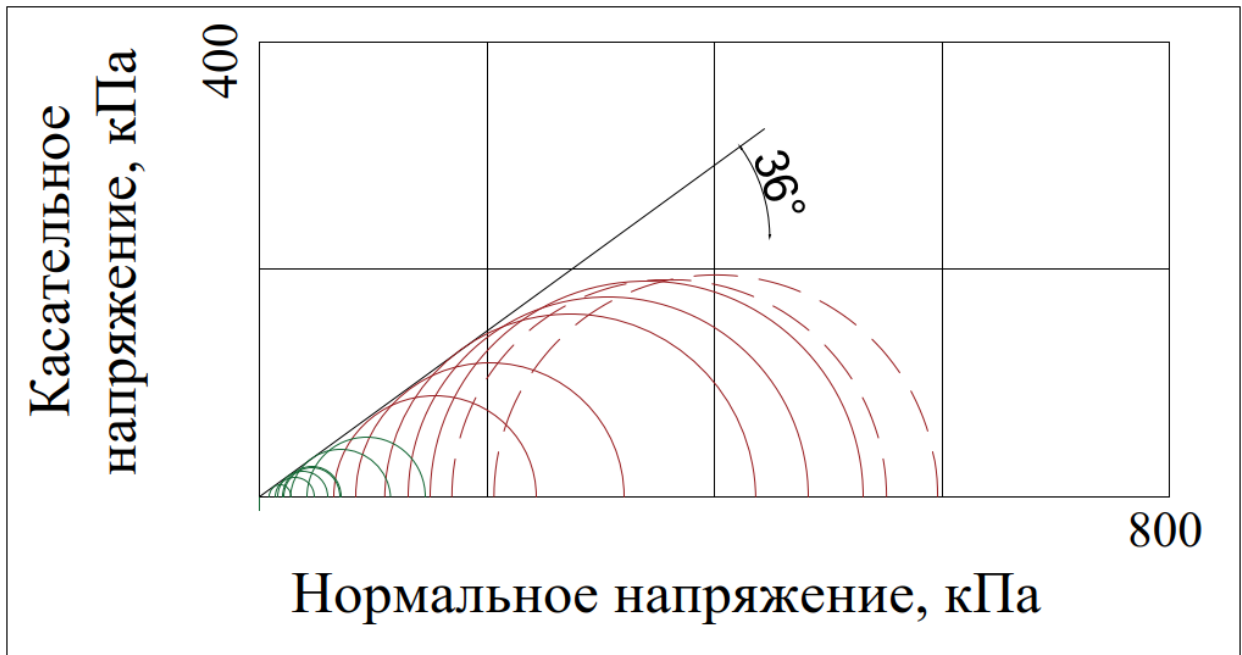


Рис. 4.8. Диаграмма Кулона-Мора по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний (водонасыщенный песок мелкий средней плотности)

После разработки единого подхода к определению сдвиговой прочности песчаного грунта для подтверждения разработанной методики и увеличения доказательной базы были проведены и обработаны статические и динамические испытания на трех выборках песчаных грунтов – песках мелких, средней крупности и гравелистых.

Результаты статических и динамических трехосных испытаний модельных образцов песчаных грунтов представлены в таблицах 4.3, 4.4 и 4.5.

Используя предложенный автором подход по определению «точки разрушения» в статических и динамических трехосных испытаниях, были построены  $p'$ - $q$  диаграммы (рис. 4.9 - 4.11) и диаграммы Кулона-Мора (рис. 4.12 - 4.14).

При нанесении «точек разрушения», полученных из динамических трехосных испытаний, на диаграмму  $p'$ - $q$  с «точками разрушения», полученных по результатам статических трехосных испытаний, они с высокой величиной достоверности аппроксимации коррелируются между собой. Из рисунков 4.9 - 4.11 следует, что исследуемые песчаные грунты с заданным коэффициентом пористости в поле траекторий эффективных напряжений имеют уникальные линии разрушения ( $FL p'-q$ ), которые имеют вид линейных уравнений:  $q = 1.178p'$  - для песка мелкого,  $q = 1.186p'$  - для песка средней крупности и  $q = 1.207p'$  - для гравелистого песка. В таком случае коэффициенты, описывающие напряженное состояние грунта в момент разрушения  $SR_c$  равны соответственно 1.178, 1.186 и 1.207 соответственно.

Таблица 4.3

Результаты статических трехосных испытаний песка мелкого, средней крупности и гравелистого

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№ обр. (по Приложению 1)	Максимальное вертикальное напряжение, кПа	Коэффициент пористости после консолидации	Напряженное состояние в момент разрушения					Относительная осевая деформация, %
				Эффективное вертикальное напряжение, кПа	Эффективное горизонтальное напряжение, кПа	Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	$\epsilon_1$	
		$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\sigma'_1 = \sigma_1 - U$	$\sigma'_3 = \sigma_3 - U$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$		
песок мелкий	m15	152	0.73	557	153	288	404	9.9	
	m15	179	0.74	706	182	357	524	10.3	
	m16	196	0.72	754	197	383	557	9.8	
	m16	200	0.73	796	201	399	596	12.6	
песок средней крупности	m4	99	0.70	413	101	205	312	10.2	
	m4	109	0.70	411	111	211	300	3.56	
	m7	168	0.67	674	170	338	505	5.71	
	m3	196	0.55	774	198	390	576	8.42	
	m8	195	0.70	782	197	392	585	5.44	
песок гравелистый	m32	100	0.67	416	101	206	315	5.83	
	m38	379	0.58	2456	516	1163	283	5.03	
	m37	220	0.56	776	190	385	483	5.20	
	m37	300	0.57	450	115	227	336	5.26	
	m39	566	0.56	2942	567	1359	2376	7.33	
	m40	611	0.59	3072	612	1432	2460	5.29	
	m35	601	0.60	3225	602	1476	2622	7.37	

Таблица 4.4

Результаты динамических трехосных испытаний песка мелкого, средней крупности

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№ опр. (по Приложению 1)	Максимальное вертикальное напряжение консолидации, кПа	Максимальное горизонтальное напряжение консолидации, кПа	Коэффициент пористости после консолидации	Амплитуда динамической нагрузки, кПа	Напряженное состояние в момент разрушения		Количество циклов нагружения
		$\sigma_1$	$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\tau_d$	Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	
		$\sigma_1$	$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\tau_d$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$N$
песок мелкий	m17	168	125	0.67	35	92	113	13
	m17	166	124	0.65	39	104	120	3
	m18	190	124	0.65	40	111	135	11
	m16	285	213	0.70	73	115	144	4
	m18	189	140	0.66	48	118	142	9
	m15	222	163	0.72	51	112	130	5
	m4	197	148	0.70	41	70	90	2
	m5	215	160	0.66	53	112	129	2
песок средней крупности	m7	241	180	0.66	60	113	132	10
	m5	214	160	0.66	50	115	133	5
	m8	341	197	0.64	72	123	140	2
	m1	237	190	0.63	64	130	153	2
	m9	295	219	0.67	73	133	159	6
	m2	296	237	0.56	79	134	155	2
	m6	217	162	0.66	49	137	156	8
	m6	220	162	0.65	51	139	159	2
	m3	319	236	0.55	85	144	170	2



Таблица 4.5

## Результаты динамических трехосных испытаний песка гравелистого

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№ обр. (по Приложению 1)	Максимальное вертикальное напряжение, кПа	Максимальное горизонтальное напряжение, кПа	Кoeffициент пористости после консолидации	Амплитуда динамической нагрузки, кПа	Напряженное состояние в момент разрушения		Количество циклов нагрузки
		$\sigma_1$	$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\tau_d$	Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	
		$\sigma_1$	$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\tau_d$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$N$
песок гравелистый	м30	253	188	0.63	55	105	127	2
	м30	253	188	0.63	59	106	126	2
	м32	261	194	0.66	64	112	137	10
	м36	234	187	0.6	67	118	137	2
	м29	250	188	0.61	62	127	150	6
	м29	251	188	0.61	58	128	150	3
	м35	252	201	0.62	63	131	155	3
	м31	267	199	0.65	58	137	170	5
	м31	266	200	0.65	65	140	170	5
	м34	266	210	0.63	70	142	168	2

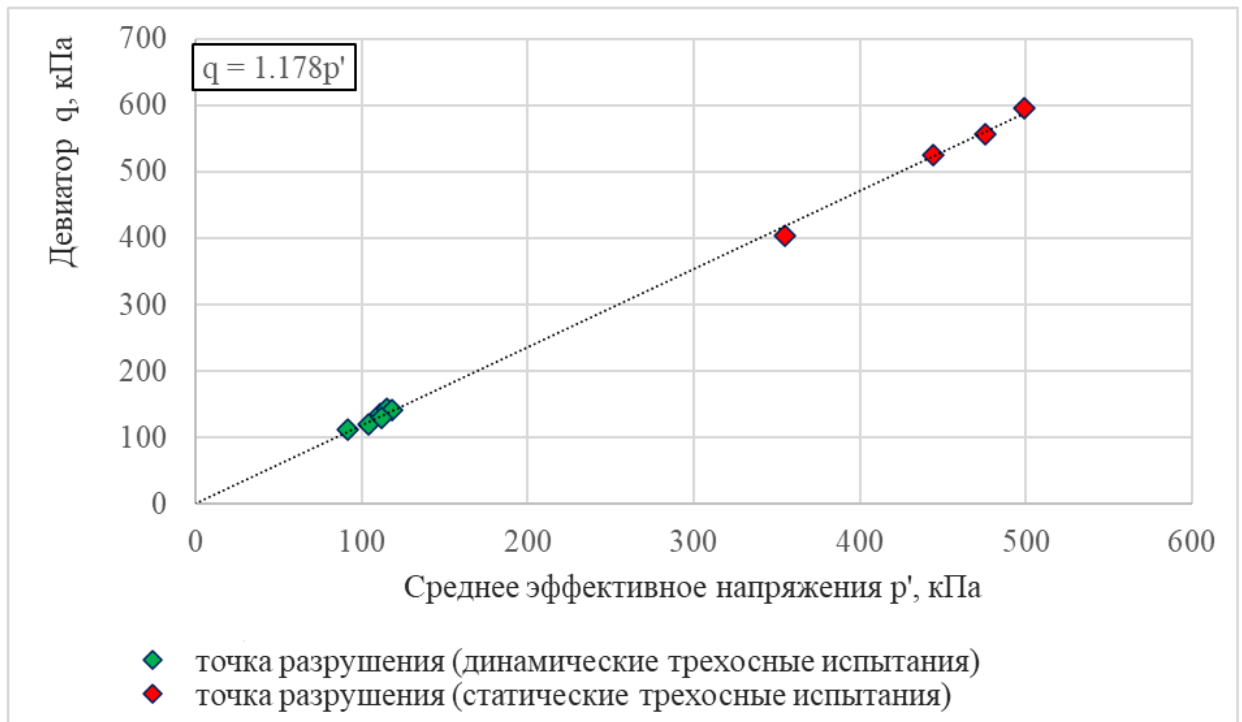


Рис. 4.9. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам серии статических и динамических трехосных испытаний водонасыщенных модельных образцов песка мелкого средней плотности

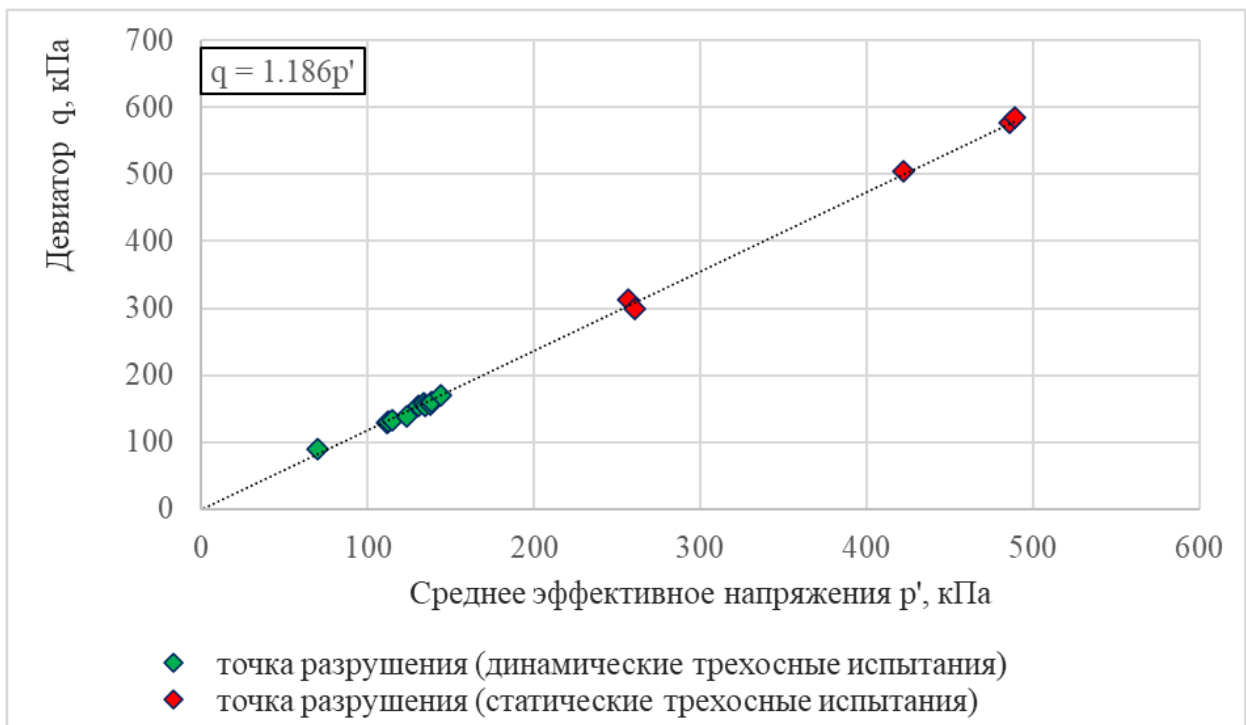


Рис. 4.10. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам серии статических и динамических трехосных испытаний водонасыщенных модельных образцов песка средней крупности средней плотности

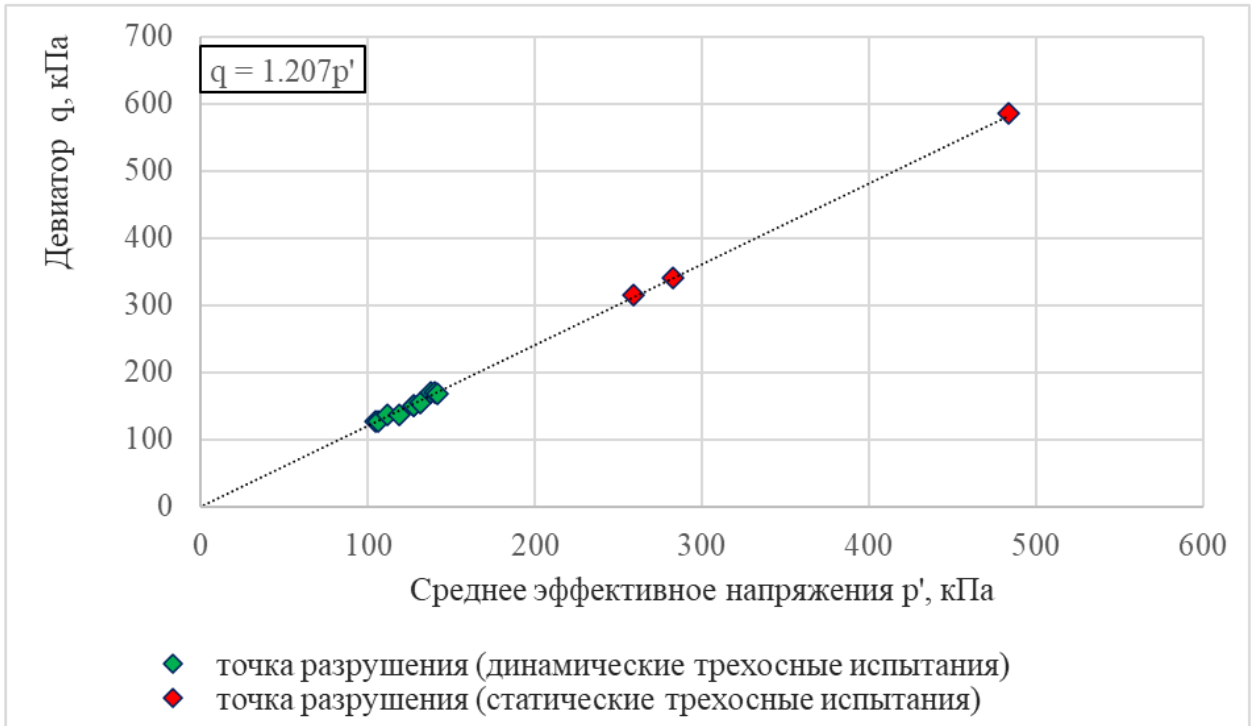


Рис. 4.11. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам серии статических и динамических трехосных испытаний водонасыщенных модельных образцов песка гравелистого средней плотности

Анализируя диаграммы Кулона-Мора отчетливо видно, что результаты испытаний внутри каждой выборки хорошо согласуются между собой. Величина сцепления для всех типов грунтов равна 0 в исследуемом диапазоне нагрузок, угол внутреннего трения  $36^\circ$  - для песка мелкого,  $37^\circ$  - для песка средней крупности и  $38^\circ$  для гравелистого песка.

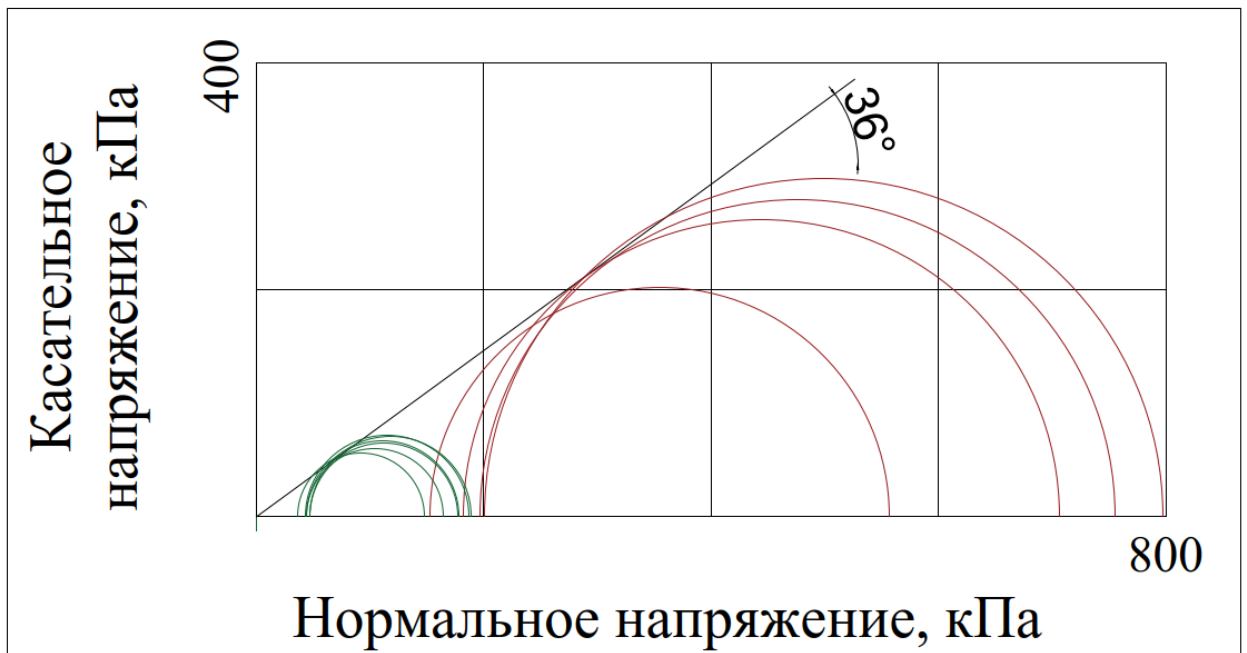


Рис. 4.12. Диаграмма Кулона-Мора по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний (водонасыщенный песок мелкий средней плотности)

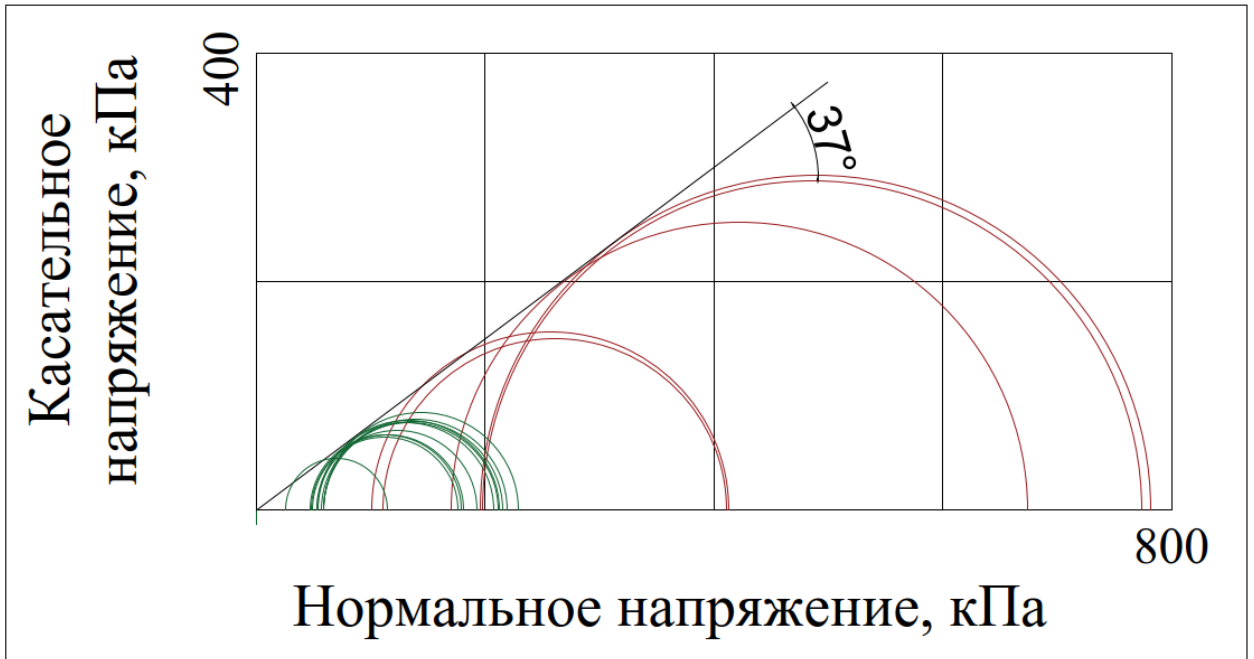


Рис. 4.13. Диаграмма Кулона-Мора по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний (водонасыщенный песок средней крупности средней плотности)

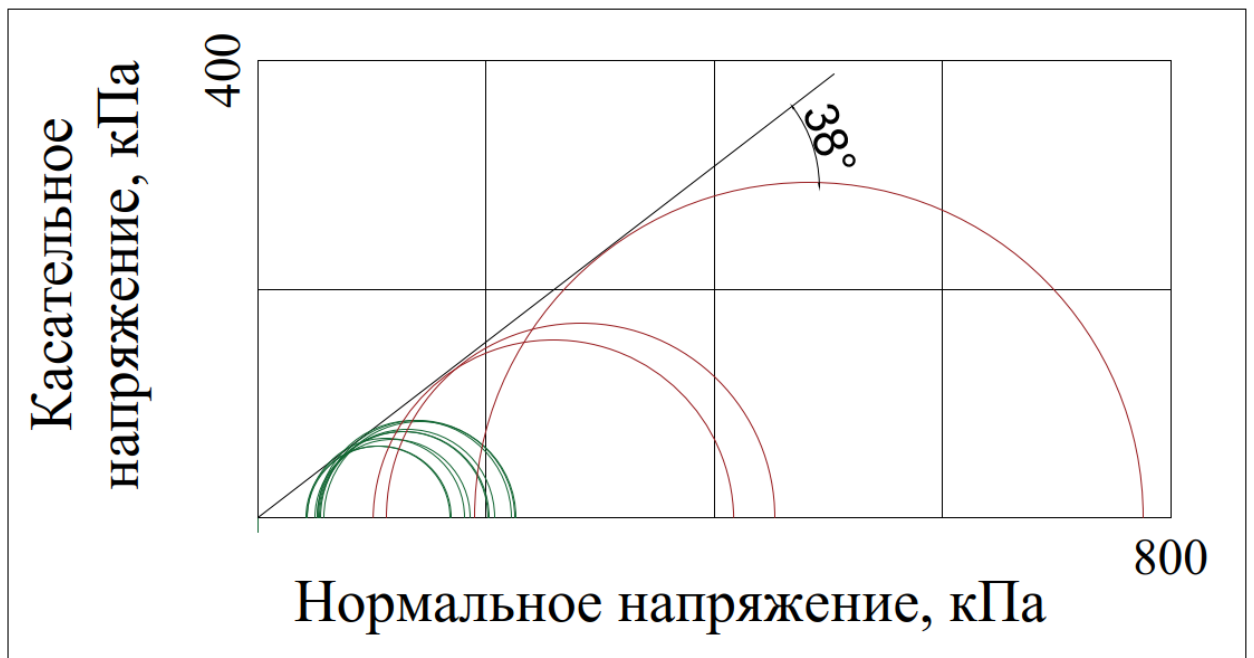


Рис. 4.14. Диаграмма Кулона-Мора по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний (водонасыщенный гравелистый песок средней плотности)

## 4.2. Оценка динамической прочности глинистых грунтов

Для разработки единого подхода к определению сдвиговой прочности глинистого грунта в лабораторных условиях испытания проводились на модельных образцах глинистого грунта заданной влажности и плотности.

Результаты статических и динамических трехосных испытаний модельного грунта представлены в таблицах 4.6 и 4.7.

Для серии статических трехосных испытаний напряженное состояние в момент разрушения («точка разрушения») определялось по результатам каждого опыта графически на диаграмме девиатор ( $q$ )-осевая деформация ( $\varepsilon_1$ ) при максимальном значении девиатора напряжений (рис. 4.15). Для дальнейшей интерпретации напряженное состояние в момент разрушения идентифицировано на траектории эффективных напряжений  $p'$ - $q$  (рис. 4.16), отражающих развитие напряжений в образцах на стадии сдвига.

Однозначная идентификация напряженного состояния в момент разрушения при интерпретации результатов динамических трехосных испытаний изначально была затруднительной. Так как разжижение глинистых грунтов при динамическом воздействии встречается крайне редко и только у весьма чувствительных или плавунных глинистых грунтов, а в проведенной серии испытаний во всех случаях наблюдалась характерная деформация формоизменения грунта (рис. 4.17), использовать критерий разрушения, предложенный нами для песчаных грунтов, было невозможно. Типичный пример полученных результатов приведен на рис. 4.17.

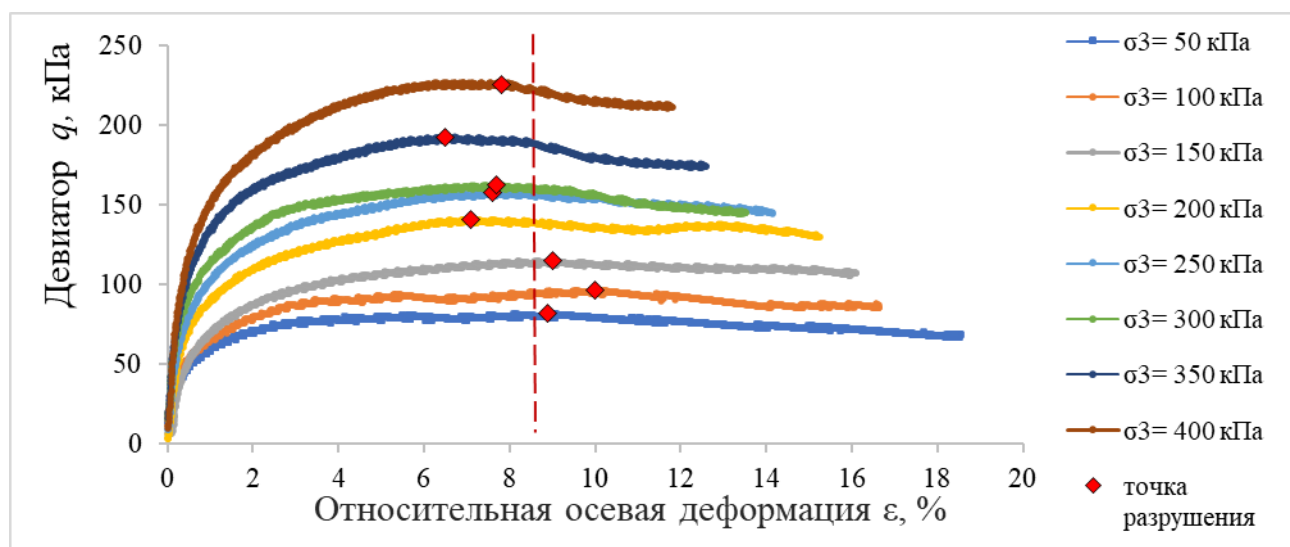


Рис. 4.15. Зависимость девиатора напряжений от относительной осевой деформации для серии статических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылевой тугопластичной

Таблица 4.6

Результаты статических трехосных испытаний модельных образцов глины легкой пылеватой тугопластичной

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№обр. (по Приложению 2)	Максимальное вертикальное напряжение консолидации, кПа	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	Влажность грунта, %	Напряженное состояние в момент разрушения				Относительная осевая деформация, %
					Эффективное вертикальное напряжение, кПа	Эффективное горизонтальное напряжение, кПа	Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	
		$\sigma_3$	$\rho$	$W$	$\sigma'_1 = \sigma_1 - U$	$\sigma'_3 = \sigma_3 - U$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$\varepsilon_1$
Глина легкая пылеватая тугопластичная	м21	50	1.59	59	120	38	79	82	8.9
	м22	100	1.61	59	158	61	109	96	10.0
	м23	150	1.62	59	236	121	178	114	9.0
	м24	200	1.60	59	317	176	246	142	7.1
	м25	250	1.61	59	365	207	286	158	7.6
	м26	300	1.59	60	395	233	314	162	7.7
	м27	350	1.61	60	483	290	386	192	6.5
	м28	400	1.62	59	575	353	464	222	7.8

Таблица 4.7

Результаты динамических трехосных испытаний модельных образцов глины легкой пылеватой

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№обр. (по Приложению I)	Максимальное горизонтальное напряжение консолидации, кПа	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	Влажность грунта, %	Амплитуда динамической нагрузки, кПа	Напряженное состояние в момент разрушения		Количество циклов нагружения
						Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	
		$\sigma_3$	$\rho$	$W$	$\tau_d$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$N$
Глина легкая пылеватая	m29	50	1.62	59	19	47	31	26
	m210	75	1.63	59	29	79	48	14
	m211	85	1.61	58	33	103	55	15
	m212	120	1.62	61	45	144	73	1
	m213	150	1.60	61	60	172	74	60
	m214	150	1.59	61	44	180	78	42
	m215	150	1.61	61	46	181	81	42
	m216	150	1.63	59	61	183	83	82
	m217	150	1.62	60	49	188	84	3
	m218	150	1.63	60	51	159	66	424
	m219	150	1.61	59	53	173	70	88
	m220	150	1.60	60	45	156	63	496
	m221	150	1.59	61	41	116	44	1565

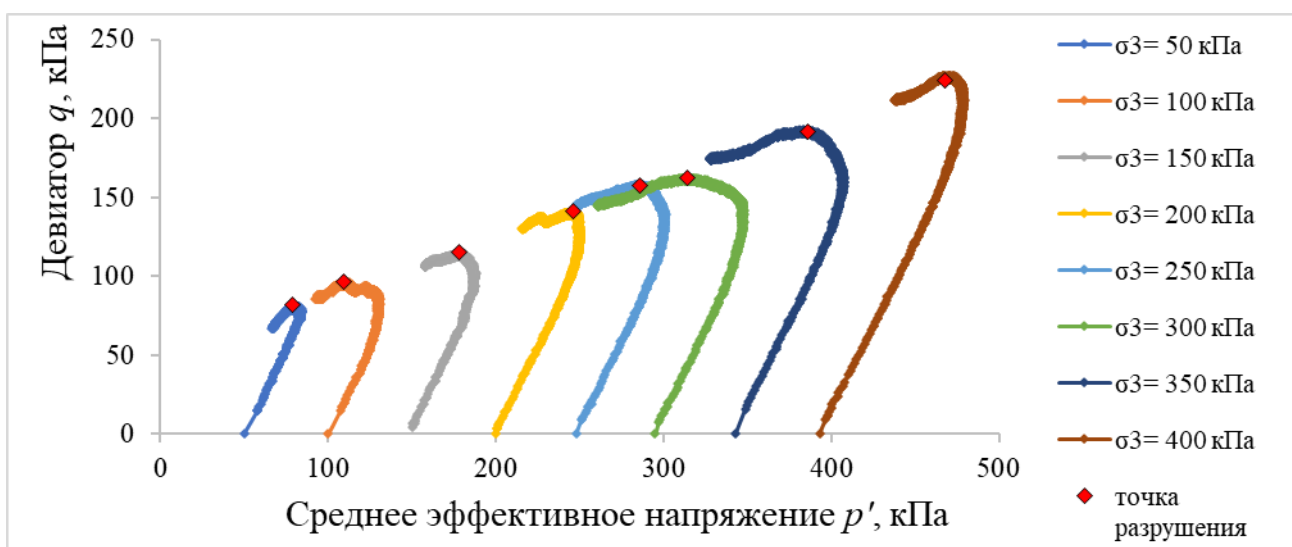


Рис. 4.16. Траектории эффективных напряжений для серии статических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

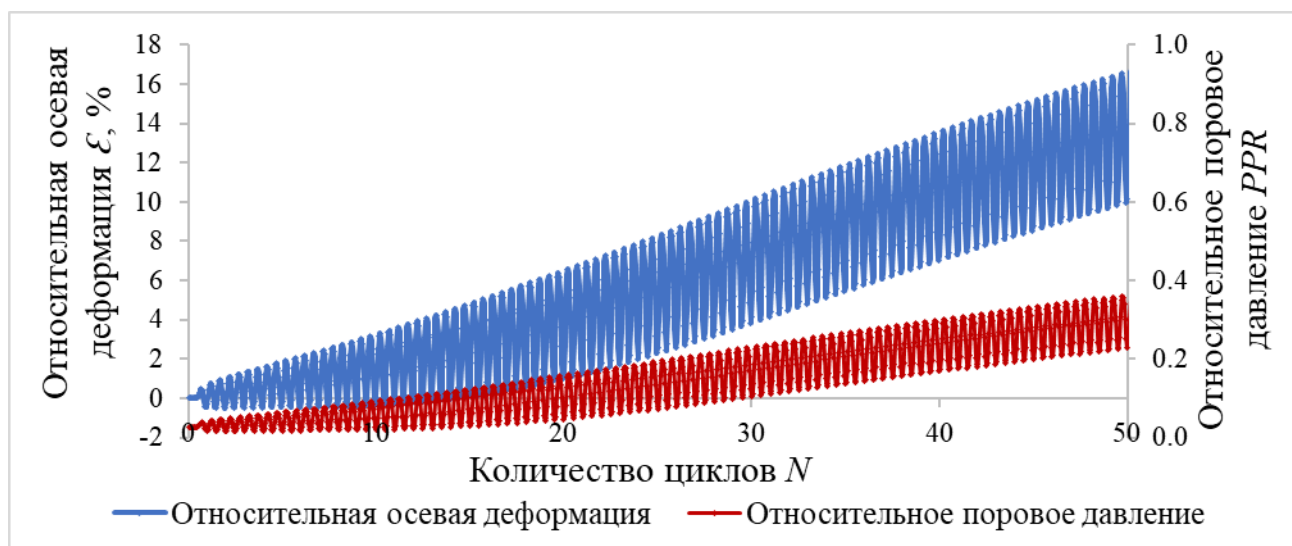


Рис. 4.17. Развитие относительных осевой деформации и порового давления при динамическом нагружении модельного образца глины легкой пылеватой тугопластичной при динамическом нагружении ( $\sigma_3 = 50$  кПа,  $\sigma_d = 38$  кПа)

С целью поиска критерия разрушения, который может быть использован при интерпретации результатов динамических испытаний глинистых грунтов, автором были проанализированы тренды накопления порового давления (рис. 4.18), осевой деформации (рис. 4.19) и удельной рассеянной энергии (рис. 4.20, 4.21). Отчетливых факторов, которые могли бы помочь определить напряженное состояние в момент разрушения, при интерпретации полученных графиков не выявлено.



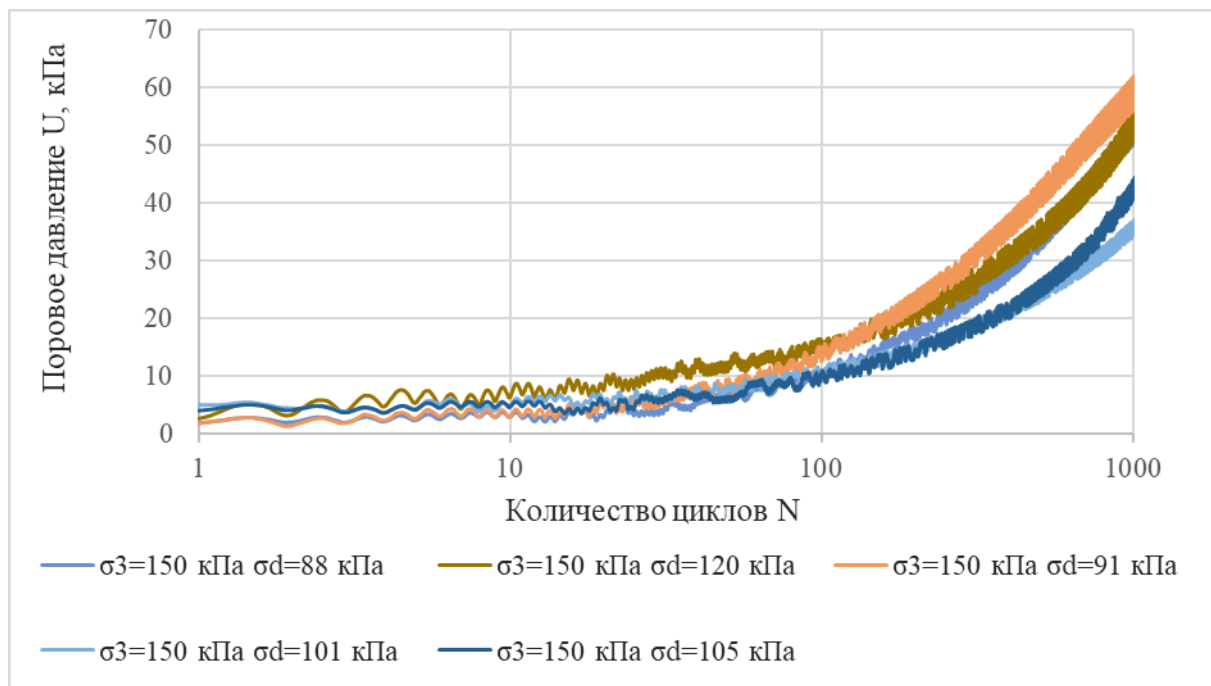


Рис. 4.18. Зависимость порового давления от количества циклов нагружения для серии динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

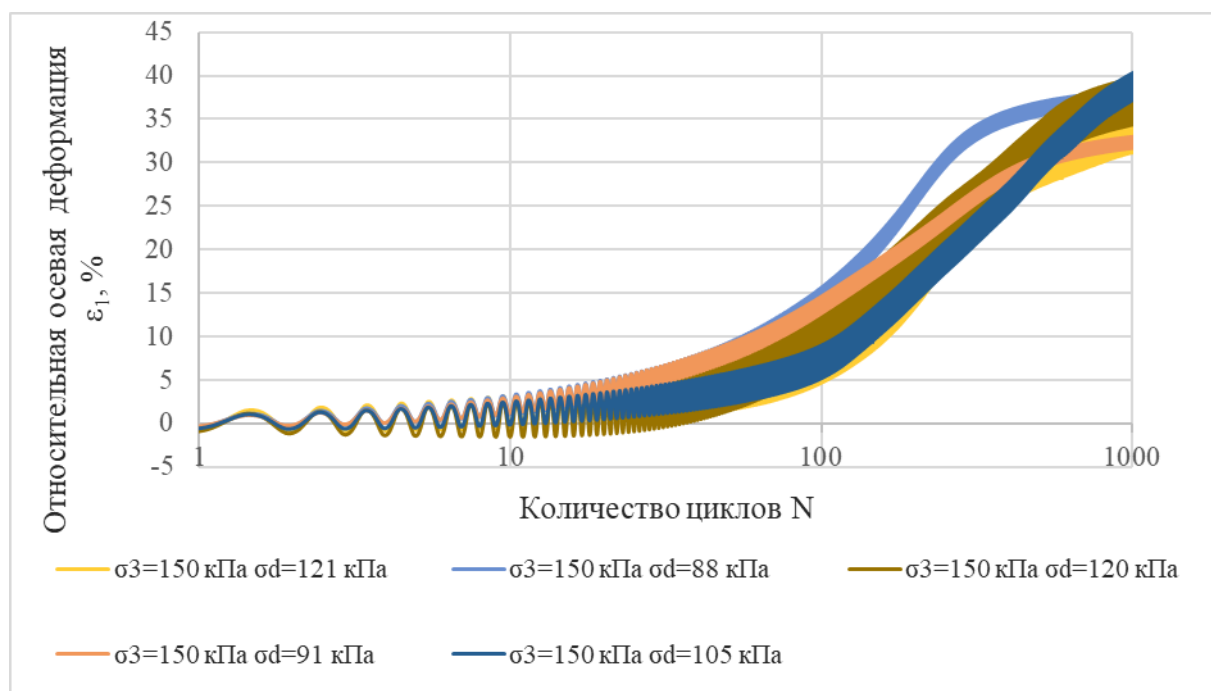


Рис. 4.19. Зависимость осевой деформации от количества циклов нагружения для серии динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

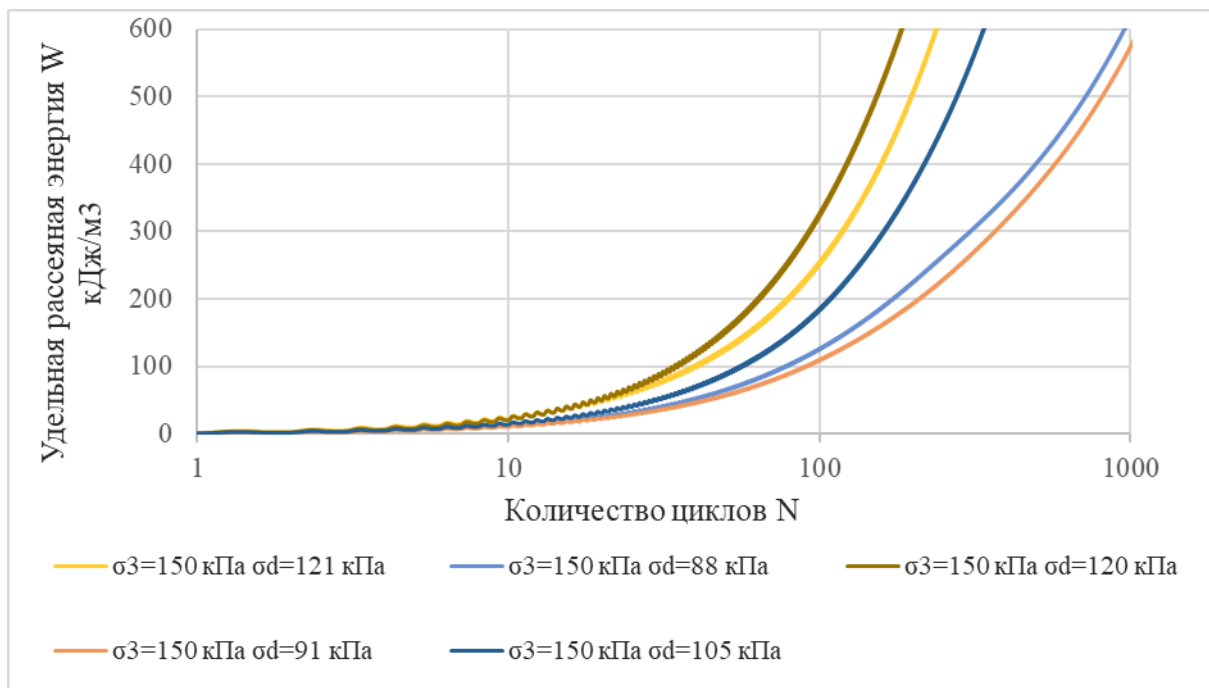


Рис. 4.20. Накопление удельной рассеянной энергии в функции числа циклов нагружения для серии динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

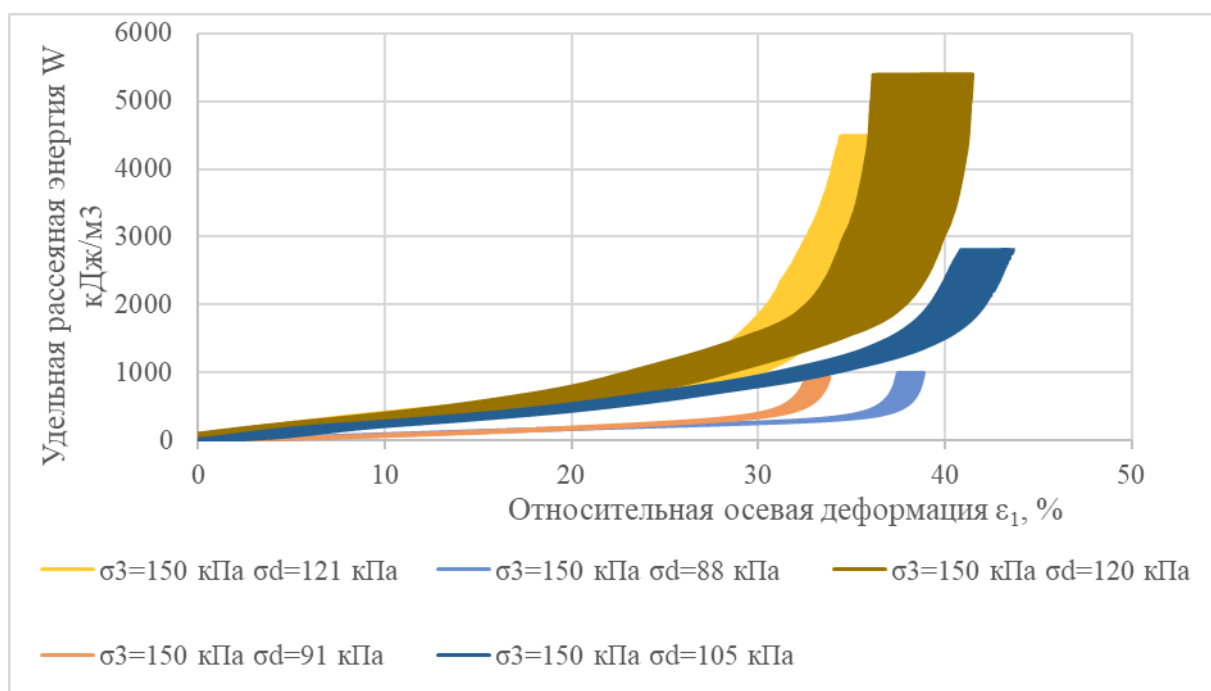


Рис. 4.21. Зависимость удельной рассеянной энергии от осевой деформации для серии динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

Для глинистых грунтов предлагается фиксировать напряженное состояние в момент разрушения на траектории эффективных напряжений как пиковое значение девиатора напряжений и соответствующего ему среднего эффективного напряжения в том цикле нагружения, при котором уровень осевой деформации соответствует среднему предельному значению, полученному при разрушении этого грунта в серии статических трехосных испытаний.

Перенос критерия разрушения по уровню накопленной осевой деформации при разрушении из статических трехосных испытаний на динамические вполне правомерен, поскольку уровень критического смещения структурных элементов образца исследуемого грунта не зависит от вида прикладываемой нагрузки. В целом аналогичный по смыслу подход регламентируется и ГОСТ 12248.3-2020 для проведения трехосных испытаний грунтов.

Полученные нами данные показывают (табл. 4.5), что среднее значение осевой деформации, достигнутой при разрушении исследуемого глинистого грунта, составляет 8%. Поэтому напряженное состояние в момент разрушения на траекториях эффективных напряжений идентифицировано нами при предельной - 8%-ой осевой деформации (рис. 4.22, 4.23).

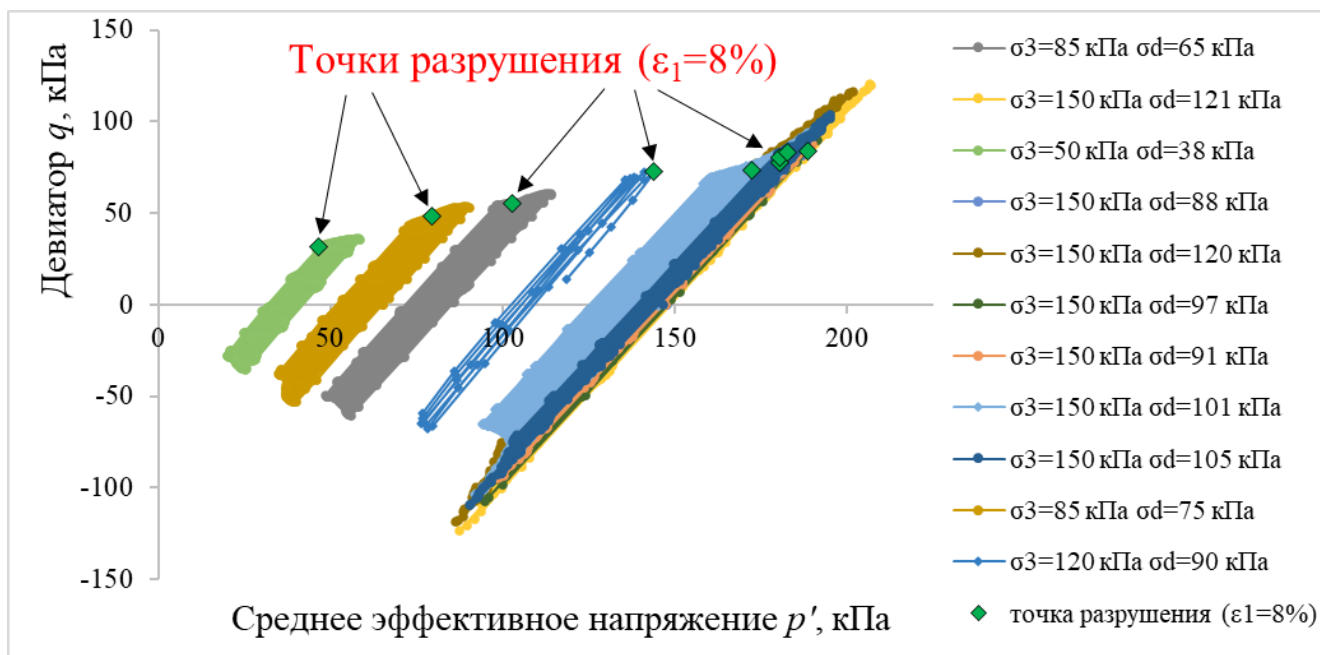


Рис. 4.22. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

Из рисунка 4.23 следует, что изучаемый глинистый грунт в поле траекторий эффективных напряжений имеет уникальные линии разрушения ( $FL p'-q$ ) при статическом и динамическом нагружении:  $q = 0.36p' + 53.63$  и  $q = 0.34p' + 18.53$ .

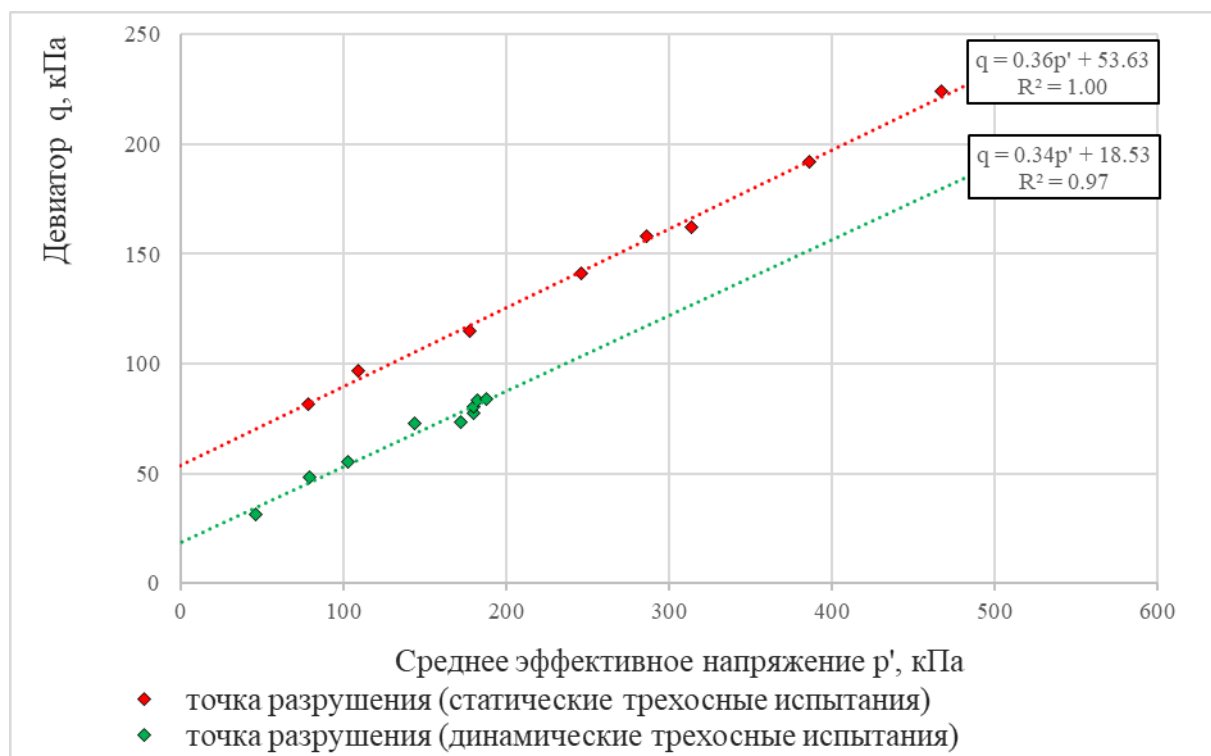


Рис. 4.23. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам серии статических и динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной

На рисунке 4.24 для этого же грунта построены Круги Мора из условия разрушения при напряжениях, соответствующих уровню деформации 8%. При анализе выборок статических и динамических трехосных испытаний видно, что и в одном, и в другом режиме нагружения исследуемый грунт имеет неизменный угол внутреннего трения, равный  $10^\circ$ . Величина сцепления при статических трехосных испытаниях составляет 27 кПа, а при динамических 10 кПа. Уменьшение сцепления, по нашему мнению, происходит за счет проявления тиксотропных свойств глинистых грунтов, которые проявляются здесь в частичном разрушении структурных контактов грунта под действием динамической нагрузки.

После разработки единого подхода к определению мобилизуемой прочности глинистого грунта для подтверждения разработанной методики и увеличения доказательной базы были проведены и обработаны статические и динамические испытания на глине тяжелой мягкопластичной четвертичного возраста, морского генезиса природного сложения при естественной влажности и плотности.

Результаты статических и динамических трехосных испытаний грунта представлены в таблицах 4.8 и 4.9.

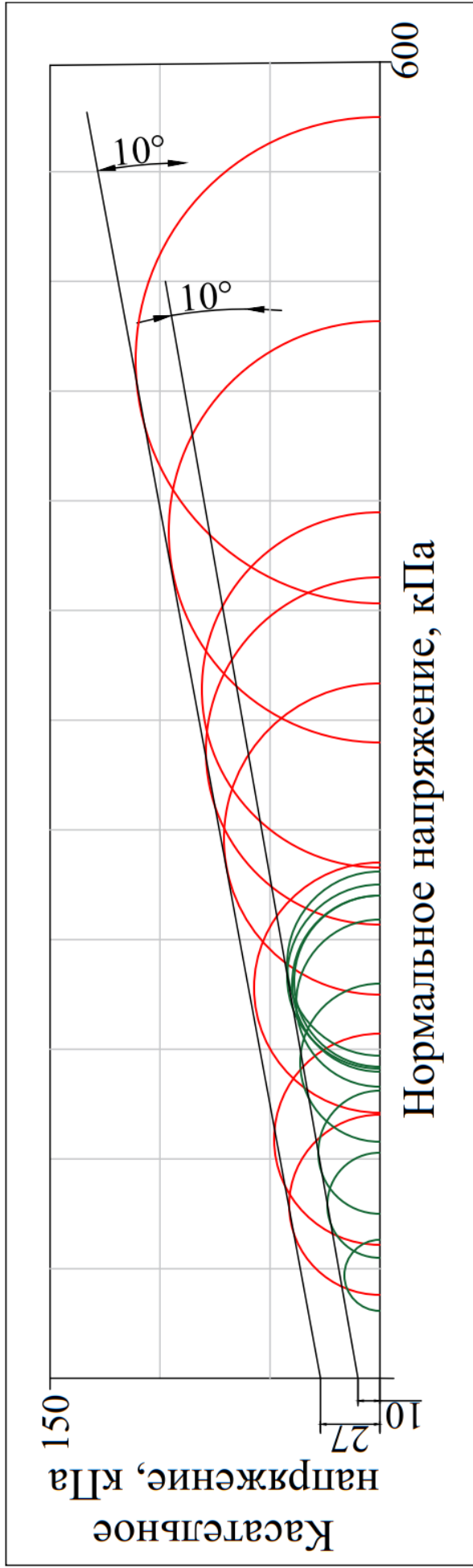


Рис. 4.24. Диаграмма Кулона-Мора (линия разрушения  $FL \tau-\sigma$ ) по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний (модельные образцы глины легкой пылеватой тугопластичной)

Таблица 4.8

Результаты статических трехосных испытаний образцов глины тяжелой мягкопластичной

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№ обр. (по Приложению 2)	Максимальное вертикальное напряжение, кПа	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	Влажность грунта, %	Напряженное состояние в момент разрушения				Осевая деформация, %
					Эффективное вертикальное напряжение, кПа	Эффективное горизонтальное напряжение, кПа	Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	
Глина тяжелая текучепластичная		$\sigma_3$	$\rho$	$W$	$\sigma'_1 = \sigma_1 - U$	$\sigma'_3 = \sigma_3 - U$	$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$\varepsilon_1$
	мгм1	30	1.49	87	44	15	30	29	6.2
	мгм2	50	1.54	80	68	35	52	33	3.5
	мгм3	75	1.47	79	65	26	45	39	4.6
	мгм4	100	1.54	81	131	80	106	51	3.8
мгм5	150	1.51	79	124	70	97	54	3.6	

Таблица 4.9

Результаты динамических трехосных испытаний образцов глины тяжелой мягкопластичной

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020	№ опр. (по Приложению 1)	Максимальное горизонтальное напряжение консолидации, кПа	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	Влажность грунта, %	Амплитуда динамической нагрузки, кПа	Напряженное состояние в момент разрушения		
						Среднее эффективное напряжение, кПа	Девiator, кПа	Количество циклов нагружения
		$\sigma_3$	$\rho$	$W$	$\tau_d$	$p' = (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	$N$
Глина гваявая текущепластичная	мгм6	30	1.53	83	11	24	15	23
	мгм7	50	1.50	84	13	47	21	12
	мгм8	75	1.52	83	19	71	28	21
	мгм9	125	1.55	80	38	146	52	1

Для серии статических трехосных испытаний напряженное состояние в момент разрушения («точка разрушения») определялось по результатам каждого опыта графически на диаграмме «девиатор ( $q$ )-осевая деформация ( $\varepsilon_1$ )» при максимальном значении девиатора напряжений (рис. 4.25). Для дальнейшей интерпретации напряженное состояние в момент разрушения идентифицировано на траектории эффективных напряжений  $p'$ - $q$  (рис. 4.26), отражающих развитие напряжений в образцах на стадии сдвига. Полученные нами данные показывают (таблица 4.5), что среднее значение осевой деформации, достигнутой при разрушении этого глинистого грунта, составляет 4%. Следовательно, напряженное состояние в момент разрушения на траекториях эффективных напряжений идентифицировано нами при 4% осевой деформации (рис. 4.26, 4.27).

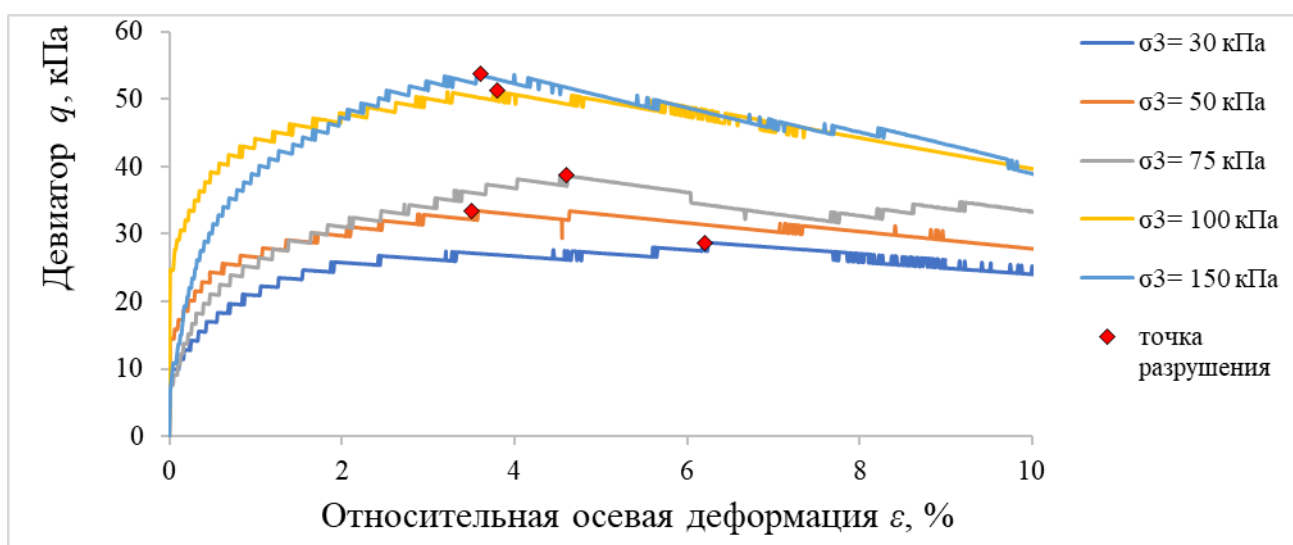


Рис. 4.25. Зависимость девиатора напряжений от осевой деформации для серии статических трехосных испытаний на образцах глины тяжелой текучепластичной

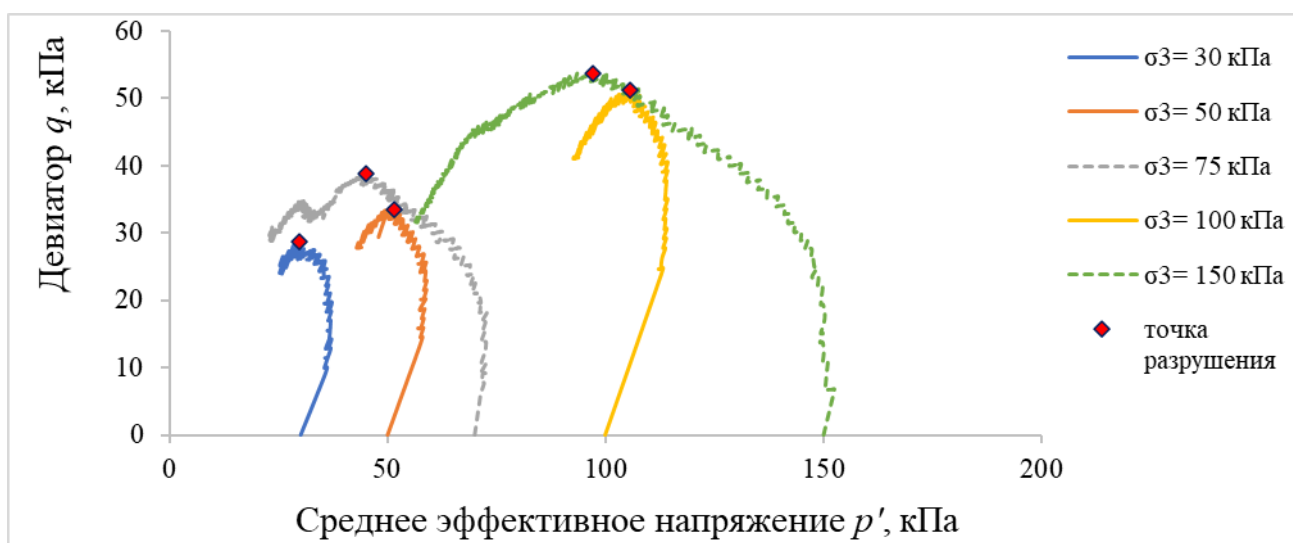


Рис. 4.26. Траектории эффективных напряжений для серии статических трехосных испытаний на образцах глины тяжелой текучепластичной



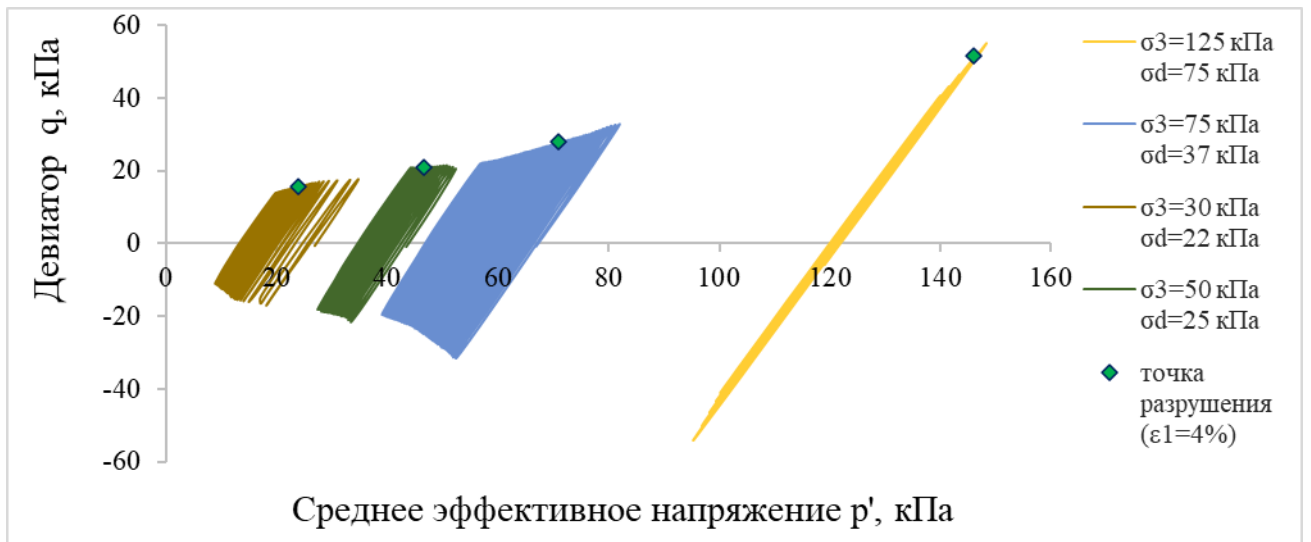


Рис. 4.27. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам динамических трехосных испытаний на образцах глины тяжелой текучепластичной

Из рисунка 4.28 следует, что исследуемый глинистый грунт в поле траекторий эффективных напряжений имеет уникальные линии разрушения ( $FL p'-q$ ) при статическом и динамическом нагружении:  $q = 0.31p' + 20.67$  и  $q = 0.30p' + 7.41$ .

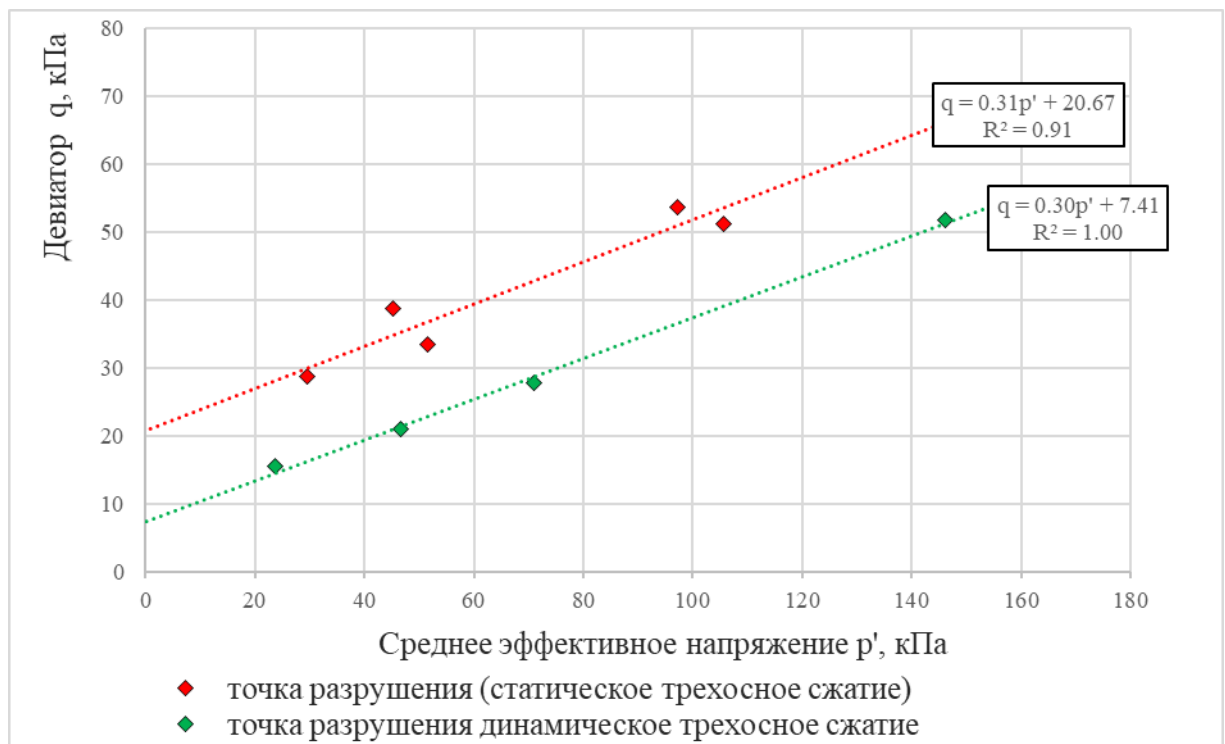


Рис. 4.28. Линия разрушения ( $FL p'-q$ ), полученная по результатам серии статических и динамических трехосных испытаний на образцах глины тяжелой текучепластичной

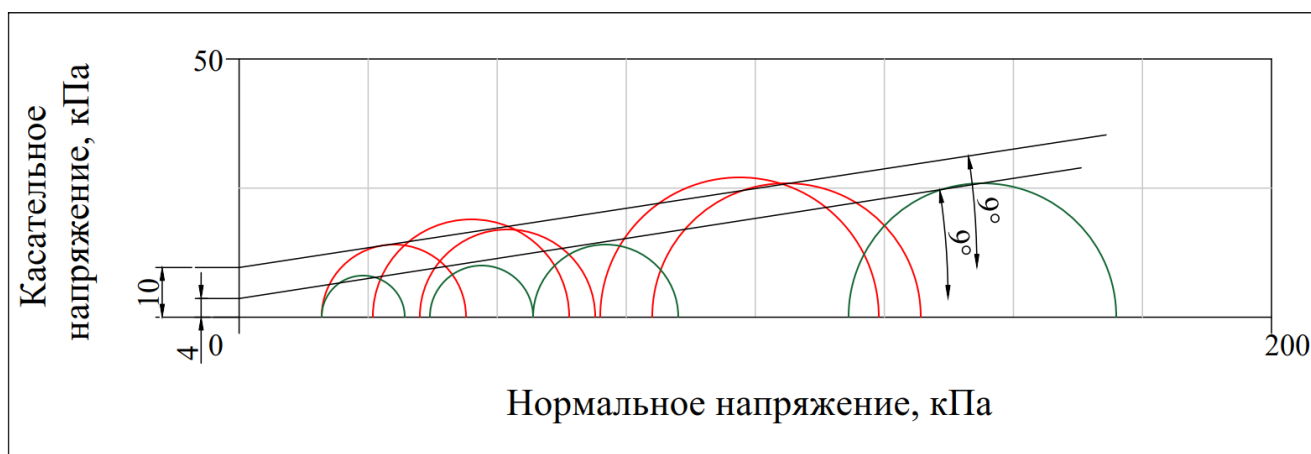


Рис. 4.29. Диаграмма Кулона-Мора по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний (образцы глины тяжелой текучепластичной)

На рисунке 4.29 для этого же грунта построены Круги Мора из условия разрушения при напряжениях, соответствующих уровню деформации 4%. При анализе выборок статических и динамических трехосных испытаний видно, что и в одном, и в другом режиме нагружения исследуемый грунт имеет неизменный угол внутреннего трения равный  $9^\circ$ . Величина сцепления при статических трехосных испытаниях составляет 10 кПа, а при динамических 4 кПа.

Неизменность угла внутреннего трения и уменьшение сцепления при динамических испытаниях по сравнению со статическими при прочих равных условиях следует ожидать и для других глинистых грунтов с преобладанием коагуляционных межчастичных контактов. Это связано прежде всего с тем, что трение любого материала уникально и не зависит от режима нагружения при прочих равных условиях. Уменьшение сцепления, по мнению автора, происходит за счет проявления тиксотропных свойств исследованных водонасыщенных глинистых грунтов при действии динамической нагрузки.

С целью доказательства проявления тиксотропных свойств исследованных глинистых грунтов были проведены динамические трехосные испытания по следующей методике. После подготовки образца, проверки степени водонасыщения и изотропной консолидации при всестороннем обжатии в 50 кПа проводилось динамическое нагружение грунта в течение 15 циклов с амплитудой осевой нагрузки 13 кПа и частотой 0,1 Гц. Далее следовал 15 минутный перерыв с сохранением всестороннего обжимающего напряжения, после чего грунт повторно нагружался в течение 15 циклов с аналогичной амплитудой и частотой динамической нагрузки. Результаты двух динамических трехосных испытаний на модельных образцах глины легкой пылеватой тугопластичной и глины тяжелой тугопластичной представлены на рисунках 4.30 и 4.31.

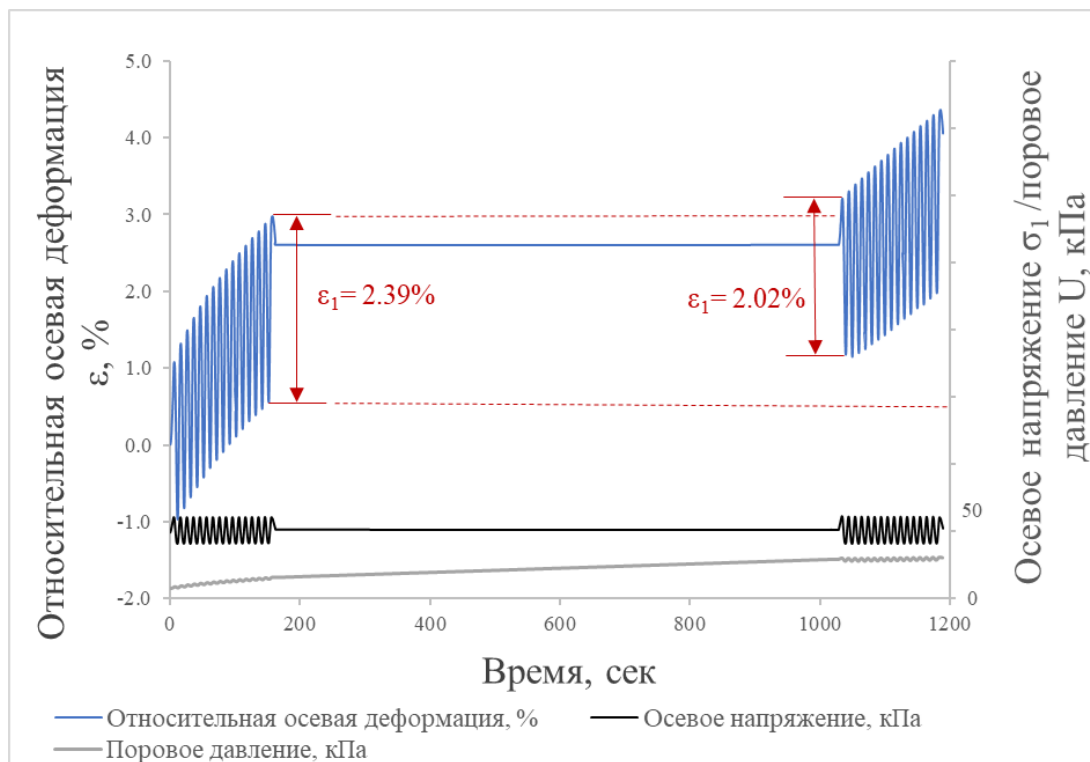


Рис. 4.30. Кинетика накопления относительной осевой деформации во времени при динамическом нагружении модельного образца глины легкой пылеватой тугопластичной ( $\sigma_3=50$  кПа,  $\sigma_d=13$  кПа)

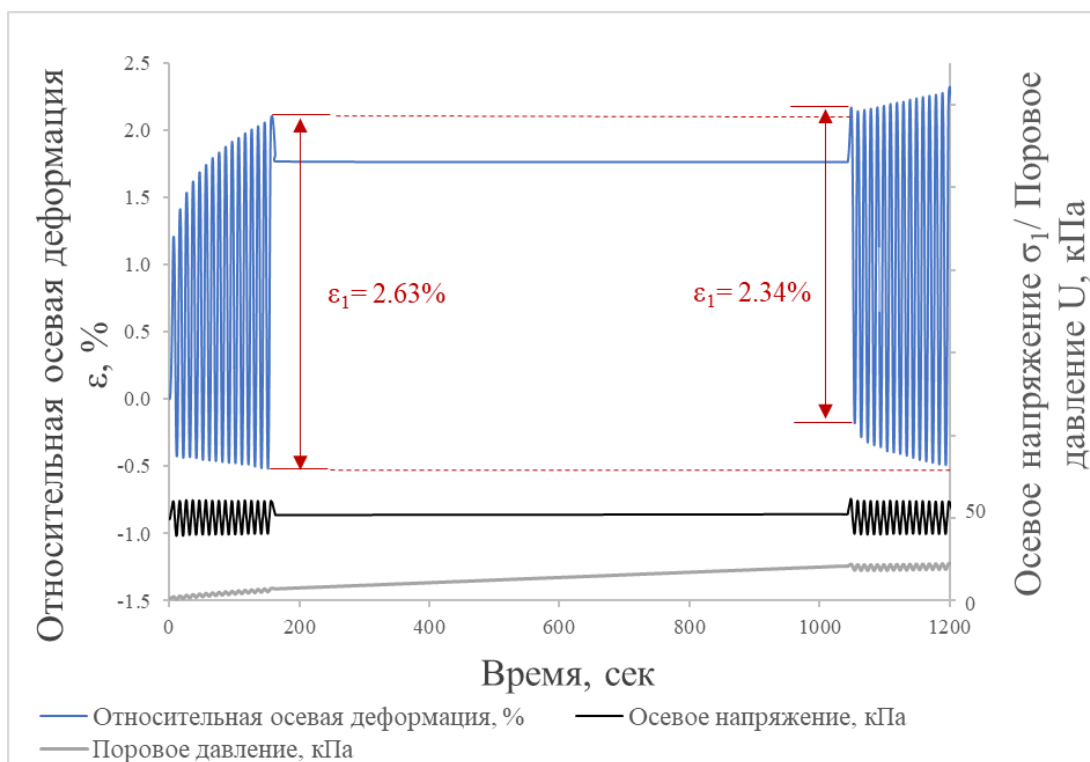


Рис. 4.31. Кинетика накопления относительной осевой деформации во времени при динамическом нагружении образца глины тяжелой текучепластичной ( $\sigma_3=50$  кПа,  $\sigma_d=13$  кПа)

Анализируя тренд развития осевой деформации во времени, для обоих экспериментов, можно выделить несколько стадий:

- В течение первичного динамического нагружения глинистого образца происходит планомерный рост осевой деформации, который связан с тиксотропным разупрочнением за счет разрыва межчастичных контактов при взаимном смещении частиц под действием динамической нагрузки.

- После 15 минутного перерыва в нагружении амплитуда деформации спадает, что, наиболее вероятно, связано с частичным тиксотропным упрочнением грунта за время отдыха, а затем постепенно снова возрастает при дальнейшем нагружении.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Анализ опубликованной научно-технической литературы по тематике исследования показывает, что реакция дисперсных грунтов на динамическую нагрузку различна по форме проявления и может быть выражена в уплотнении, разуплотнении, разжижении или развитии циклической подвижности. Поведение как влажных, так и водонасыщенных грунтов при статическом и кинематическом режиме нагружения описано многочисленными работами, однако изменение прочности и параметров прочности при воздействии динамических нагрузок остается дискуссионным вопросом – прежде всего, существуют различные точки зрения на количественную оценку динамических характеристик прочностных свойств грунтов. Рассмотрение именно этого вопроса стало центральным в данном исследовании.

2. Выполненный обзор работ других исследователей также показал, что сдвиговая прочность грунта зависит от вида моделируемого в статическом или динамическом режиме напряженного состояния, скорости деформирования, условий дренирования в течение стадии сдвига и выбранной траектории нагружения. Наиболее широкие возможности моделирования всех этих факторов в лабораторном эксперименте предоставляют испытания в условиях трехосного сжатия, что послужило основанием для выбора метода исследований в данной работе.

3. Наиболее сложным методическим моментом исследования стал выбор критериев разрушения при определении предела сдвиговой прочности образцов грунтов в режиме динамического нагружения, которые были разработаны автором и стали основой для последующего анализа результатов как наиболее достоверно и однозначно определяющие достижение разрушения. Напряженное состояние в момент разрушения песчаных грунтов предложено определять на траектории эффективных напряжений как максимальное значение девиатора перед разжижением грунта в том же цикле при соответствующем ему среднем эффективном напряжении. Для глинистых грунтов напряженное состояние в момент разрушения предлагается фиксировать на траектории эффективных напряжений как максимальное значение девиатора при соответствующем ему среднем эффективном напряжении в том цикле нагружения, при котором уровень осевой деформации впервые достигает ее среднего предельного значения, характерного для разрушения этого же грунта в статических трехосных испытаниях. Напряженное состояние песчаных и глинистых грунтов при предложенных критериях определения момента разрушения и соответствует, по мнению автора, прочности грунта, мобилизуемой им в условиях динамического нагружения.

4. Снижение сдвиговой прочности песчаных грунтов при динамическом воздействии, по мнению различных авторов, может быть связано как с возможным изменением истинного

коэффициента внутреннего трения и удельного сцепления, так и с изменением напряженного состояния грунта при динамическом воздействии. Полученные в данном исследовании показатели прочности водонасыщенных песков мелких, средних и гравелистых средней плотности в сериях статических и динамических трехосных испытаний совпадают между собой, что свидетельствует о независимости угла внутреннего трения и сцепления от режима нагружения в песчаных грунтах в одном и том же диапазоне сжимающих напряжений.

5. Изменение сопротивления глинистых грунтов сдвигу разные авторы связывают с изменением напряженного состояния грунта и изменением угла внутреннего трения и/или удельного сцепления вследствие динамического воздействия в связи с проявлением тиксотропных свойств. Параметры прочности, экспериментально полученные нами на модельном водонасыщенном глинистом грунте заданной плотности, показывают равенство углов внутреннего трения в сериях статических и динамических трехосных испытаний и уменьшение сцепления в 2,5-3,5 раза при динамическом нагружении в отличие от статического. Это подтверждается и для природных глинистых грунтов с коагуляционной структурой.

6. Таким образом, параметры прочности водонасыщенных песчаных грунтов в условиях динамического разжижения следует принимать равными таковым при статическом нагружении, а сам предел сдвиговой прочности необходимо определять с учетом развивающегося или прогнозируемого порового давления.

7. Определение параметров динамической прочности водонасыщенных глинистых грунтов более трудоемко и предполагает предварительную экспериментальную оценку величины предельной деформации при разрушении в статических условиях и экспериментальную оценку степени снижения сцепления грунта в динамических условиях. Угол же внутреннего трения, как и для песчаных грунтов, может приниматься неизменным.

## ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

$B$  – параметр Скемптона ( $U/\sigma_m$ );

$C$  – сцепление, кПа;

$f$  – частота, Гц;

$p'$  – среднее эффективное напряжение  $((\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3)$ , кПа;

$PPR$  – коэффициент относительного порового давления ( $U/\sigma_m$ );

$q$  – девиатор (частный случай второго инварианта девиатора напряжений при осесимметричном трехосном сжатии)  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , кПа;

$SR$  – коэффициент эффективных напряжений  $((\sigma'_1/\sigma'_m)_{max})$ ;

$U$  – поровое давление, кПа;

$\varepsilon_1$  – относительная осевая деформация, %;

$\sigma_3$  – полное горизонтальное напряжение, кПа;

$\sigma_1$  – полное вертикальное напряжение, кПа;

$\sigma_d$  – амплитудами динамических осевых напряжений, кПа;

$\sigma_m$  – среднее нормальное напряжение, кПа;

$\sigma'_1$  – эффективное вертикальное напряжение  $(\sigma_1 - U)$ , кПа;

$\sigma'_3$  – эффективное горизонтальное напряжение  $(\sigma_3 - U)$ , кПа;

$\tau$  – касательное напряжение, кПа;

$\varphi$  – угол внутреннего трения, град.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аверочкина М.В. Об особенностях распространения колебаний в железнодорожном земляном полотне / М.В. Аверочкина // Материалы III Всесоюзной конференции «Волны в грунтах и вопросы виброметрии», Ташкент. – 1975. – С. 206–209.
2. Аверочкина М.В. О влиянии динамических нагрузок на прочность грунтов / М.В. Аверочкина // Инженерная геология. – 1983. – № 1. – С. 93–96.
3. Баркан Д. Д. Применение вибрирования при устройстве оснований сооружений / Д. Д. Баркан. – М.: Стройиздат, 1943. – 75 с.
4. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов / Д. Д. Баркан. – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 412 с.
5. Баркан Д. Д. Виброметод в строительстве / Д. Д. Баркан. – М.: Госстройиздат, 1959. – 315 с.
6. Бахтин Б. М. Учет влияния вибрации на сопротивление песчаного грунта сдвигу / Б. М. Бахтин // Природообустройство. – 2012. – № 1. – С. 42–47.
7. Беллендир Е. Н. Научное обоснование проектирования гравитационных опорных блоков морских ледостойких платформ и их сопряжения с грунтовым основанием: дисс. д-ра техн. наук: 05.23.07 / Беллендир Евгений Николаевич; СПбПУ. – Санкт-Петербург, 2006. – 284 с.
8. Беллендир Е. Н. Учет влияния динамических воздействий на прочностные характеристики грунтов / Е. Н. Беллендир, В. Ф. Берзов, В. Н. Кутергин // Известия ВНИИГ: Основания и грунтовые сооружения. – 2001. Вып. 239. – С. – 168–177.
9. Болдырев Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса / Г. Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
10. Болдырев Г. Г., Методы определения динамических свойств грунтов / Г. Г. Болдырев, И. Х. Идрисов. – М.: ООО «Прондо», 2018. – 488 с.
11. Болдырев Г. Г. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения прочностных характеристик грунтов / Г. Г. Болдырев, А. С. Колесников, Г. А. Новичков // Инженерные изыскания. – 2014. – № 5–6. – С. 78–85.
12. Болдырев Г. Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учебное пособие / Г. Г. Болдырев, М. В. Малышев. – Пенза: ПГУАС, 2009. – 412 с.
13. Велли Ю.А. К вопросу о сейсмической устойчивости намывных ядерных плотин / Ю.А. Велли // Сборник трудов Ленинградского ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительного института. – 1958. – № 28. – С. 87–126.
14. Вознесенский Е. А. Поведение грунтов при динамических нагрузках / Е. А. Вознесенский. – М.: Издательство МГУ, 1997. – 288 с.



15. Вознесенский Е. А. Динамическая неустойчивость грунтов: дисс. ... д-ра. геолого-мин. наук: 04.00.07 / Вознесенский Евгений Арнольдович; МГУ им. М.В.Ломоносова. – М., 2000. – 368 с.
16. Вознесенский Е. А. Динамическая неустойчивость грунтов / Е. А. Вознесенский. 2-е изд. – М.: Ленанд, 2014. – 264 с.
17. Вознесенский Е. А. Становление и развитие научной школы динамики грунтов на кафедре инженерной и экологической геологии МГУ / Е. А. Вознесенский // Инженерные изыскания. – 2018. – № 3–4. Вып. XII. – С. 26–41.
18. Вознесенский Е. А. Методические аспекты измерения порового давления в глинистых грунтах в диапазоне малых деформаций / Е. А. Вознесенский, М. С. Никитин, А. Н. Усов. // Вестник Московского университета. Серия 4: Геология. – 2011. – № 6 (4). – С. 45–51.
19. Вознесенский Е. А. Методические вопросы определения параметров моделей, учитывающих повышение жесткости грунтов при малых деформациях / Е. А. Вознесенский, М. С. Никитин, Е.А. Сенцова // Геотехника. – 2016. – № 2. – С. 4–16.
20. Гольдштейн В. М. Внезапное разжижение песка / Гольдштейн В. М. // Гидротехническое строительство. – 1952. – № 8. – С. 30–33.
21. Гольдштейн В. М. Об учете изменения прочностных характеристик грунтов при динамической нагрузке / В. М. Гольдштейн, А.В. Ермолинский // Материалы 5 Всесоюзной конференции «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений», Ташкент. – 1981. – С. 224–226.
22. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов / М. Н. Гольдштейн. – 2-е изд. перераб. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1971. – 367 с.
23. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – М.: Стандартинформ, 2013. – 44 с.
24. ГОСТ 12536-2014. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. – М.: Стандартинформ, 2015. – 20 с.
25. ГОСТ Р 56353-2015. Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов. – М.: Стандартинформ, 2015. – 40 с.
26. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – М.: Стандартинформ, 2016. – 21 с.
27. ГОСТ 25584-2016. Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. – М.: Стандартинформ, 2016. – 24 с.
28. ГОСТ 12248.3-2020. Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия. – М.: Стандартинформ, 2020. – 31 с.

29. ГОСТ 30416-2020. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. – М.: Стандартиформ, 2020. – 16 с.
30. ГОСТ Р 56353-2022. Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов. – М.: Стандартиформ, 2022. – 46 с.
31. Грунтоведение / В. Т. Трофимов, В. А. Королев, Е. А. Вознесенский, Г. А. Голодковская, Ю. К. Васильчук, под ред. В.Т. Трофимова. – 4-е изд. – М.: издательство «Наука», 2005. – 1023 с.
32. Ермолаев Е.Н. Сопротивление грунтов сдвигу при колебаниях / Е.Н. Ермолаев, Н.В. Сенин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 1. – С. 8–10.
33. Ершов В. А. Динамическая устойчивость плотин, сооружаемых из засоленных песков в процессе их рассоления / В. А. Ершов // Сборник научных трудов ЛИСИ: Основания и фундаменты. – 1962. – № 37. – С. 62–76.
34. Ершов В. А. Сопротивление сдвигу водонасыщенных песков в зависимости от ускорения колебаний / В. А. Ершов // Сборник научных трудов ЛИСИ: Основания и фундаменты. – 1962. – № 37. – С. 20–23.
35. Ершов В. А. Устойчивость песчаных насыпей в связи с колебаниями, вызванными железнодорожным и автомобильным транспортом / В. А. Ершов // Сборник научных трудов ЛИСИ: Основания и фундаменты. – 1962. – № 37. – С. 76–95.
36. Жинкин Г. Н. Исследования тиксотропных глинистых грунтов / Г. Н. Жинкин // ЛИИЖТ. Сборник трудов. – 1956. – № 234. – С. 71–86.
37. Жинкин Г. Н. Результаты лабораторных исследований прочностных характеристик глинистых грунтов при динамических нагрузках / Г. Н. Жинкин, И.В. Прокудин // ЛИИЖТ. Сборник трудов. – 1975. – № 387. – С. 5–52.
38. Зарубина Л.П. Исследование влияния динамических нагрузок на прочностные свойства земляного полотна: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.430 / Л.П. Зарубина; ЛИИЖТ. – Ленинград, 1970. – 22 с.
39. Иванов П. Л. Разжижение песчаных грунтов / П. Л. Иванов. – М.: Госэнергоиздат, 1962. – 260 с.
40. Иванов П. Л. Разжижение и уплотнение несвязных грунтов при динамических воздействиях: учебное пособие / П. Л. Иванов. Ленинград: ЛПИ им. Калинина, 1978. – 53 с.
41. Иванов П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П. Л. Иванов. Москва: Высшая школа, 1985. – 352 с.
42. Иванов П. Л. Экспериментальные исследования влияния вибрации на сопротивление сдвигу песчаных грунтов / П. Л. Иванов, Н. В. Флорина, А. К. Бугров // Материалы

к научно-технической конференции по динамическим воздействиям на грунты и одежды автомобильных дорог. – 1964. – С. 23–28.

43. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях / К. Ишихара; под ред. А. Б. Фадеева, перевод Н.Л. Курчанова, В.А. Клименко. 2-е изд. – Санкт-Петербург: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. – 384 с.

44. Кистанов А. И. Исследование вибродинамического воздействия поездов на глинистые грунты земляного полотна: дисс. ... канд. техн. наук: 05.430 / А.И. Кистанов; ЛИИЖТ. – Ленинград, 1969. – 170 с.

45. Кутергин В. Н. Изменение прочности глинистого грунта при вибрации / В. Н. Кутергин // Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека. – 1982. – С. 96–104.

46. Кутергин В. Н. Закономерности изменения свойств глинистых грунтов при вибрации / В. Н. Кутергин. – М.: Наука, 1989. – 142 с.

47. Лагойский А.И. Исследование тиксотропных изменений глинистых грунтов в железнодорожном земляном полотне: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.430 / А.И. Лагойский; ЛИИЖТ. – Ленинград, 1962. – 23 с.

48. Латыпов А. И. Исследование динамической прочности песчаных грунтов методом автоколебаний: дисс. ... канд. техн. наук: 25.00.08/ Латыпов Айрат Исламгалиевич; УГГУ. – Екатеринбург, 2011. – 166 с.

49. Мангушев Р. А. Механика грунтов: учебник / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахаров. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. – 264 с.

50. Маслов Н. Н. Условия устойчивости водонасыщенных песков / Н. Н. Маслов. – М.: Госэнергоиздат, 1959. – 328 с.

51. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строительных спец. вузов / С. Б. Ухов, В. В. Знаменский, В. В. Семенов, З. Г. Тер-Мартirosян, С. Н. Чернышев. – 4-е изд. – М.: Высшая школа, 2007. – 566 с.

52. Мусаэлян А.А. Динамические характеристики лессовых грунтов / А.А. Мусаэлян // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – 1977. – С. 174–178.

53. ОДМ 218.2.068-2016. Рекомендации по учету динамического воздействия от современных транспортных средств при расчетах прочности, устойчивости и деформативности земляного полотна. – М.: Росавтодор, 2016. – 56 с.

54. Перлей Е. М. Об изменении истинных характеристик внутреннего и внешнего трения движения грунтов под воздействием вибрации / Е. М. Перлей // Труды Всесоюзного НИИ городского строительства. – 1964. – № 1. – С. 5–8.

55. Покровский Г. И. Исследования по физике грунтов: элементы физики дисперсных систем применительно к грунтам и почвам / Г. И. Покровский. – Ленинград: ОНТИ: Главная редакция строительной литературы, 1937. – 136 с.
56. Преображенская Н. А. Экспериментальные данные о погружении и извлечении шпунта и свай вибрированием в песчаных грунтах / Н. А. Преображенская // Сборник трудов НИИОСП: Динамика грунтов. – 1958. – № 32. – С. 66–82.
57. Преображенская Н. А. О влиянии вибраций на сопротивление глинистых грунтов сдвигу / Н. А. Преображенская, И. А. Савченко // Сборник трудов НИИОСП: Динамика грунтов. – 1958. – № 32. – С. 89–92.
58. Преображенская Н.А. О влиянии вибрации на сопротивление глинистых грунтов сдвигу / Н. А. Преображенская, И. А. Савченко // Труды НИИ оснований и фундаментов. – 1958. – № 32. – С. 89–92.
59. Прокудин И. В. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна из глинистых грунтов, воспринимающих вибродинамическую нагрузку: дис. ... докт. техн. наук: 05.22.06 / Прокудин Иван Васильевич; ЛИИЖТ. – Ленинград, 1982. – 458 с.
60. Разжижение грунтов при циклических нагрузках / Е. А. Вознесенский, В. Г. Коваленко, Е. С. Кушнарёва, В. В. Фуникова. – М.: Издательство МГУ, 2005. – 134 с.
61. Ребиндер П. А. Физико-химическая механика дисперсных структур и твердых тел / П. А. Ребиндер, изд. МГУ 2-е изд., – 1968. – С. 334–414.
62. РСН 51-84/Госстрой РСФСР. Инженерные изыскания для строительства. Производство лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов. – М.: Стандартиформ, 2010. – 19 pp.
63. Савченко И. А. Влияние вибраций на внутреннее трение в песках / И. А. Савченко // Сборник трудов НИИОСП: Динамика грунтов. – 1958. – № 32. – С. 83–88.
64. Се Дин-И Устойчивость песчаных откосов, вовлеченных в колебательные движения / Се Дин-И // Сборник научных трудов ЛИСИ: Основания и фундаменты. – 1962. – № 37. – С. 95–106.
65. Сенцова Е. А. Влияние динамического режима нагружения на прочность и параметры прочности песчаных грунтов. Состояние вопроса / Е. А. Сенцова // Грунтоведение. – 2019. – № 2. – С. 40–48.
66. Сенцова Е. А. Изменение жесткости глинистых грунтов в разных диапазонах деформации по данным статических и динамических испытаний / Е. А. Сенцова, М. С. Никитин, Е. А. Вознесенский // Инженерная геология. – 2017. – № 1. – С. 20–27.

67. Сенцова Е. А. Параметры динамической прочности песчаных грунтов по данным трехосных испытаний / Е. А. Сенцова, М. С. Никитин, Е. А. Вознесенский // Инженерная геология. – 2019. – № 2. – С. 24–33.
68. Соболев Е. С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов оснований зданий и сооружений: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Соболев Евгений Станиславович; МГСУ. – М., 2014. – 150 с.
69. Соболев Е. С. Проектирование оснований зданий и сооружений с учетом динамического с учетом динамического разжижения грунтов / Е. С. Соболев, А. З. Тер- Мартirosян, А. В. Манукян // Геотехника. – 2017. – № 3. – С. 28–37.
70. Соколов В.А. К вопросу учета динамических нагрузок от подвижного состава при расчете устойчивости откосов земляного полотна / В.А. Соколов // Труды НИИЖТ. – 1956. № XII. – С. 30–39.
71. Трофименков Ю.Г. Влияние имитированных сейсмических воздействий на прочностные и деформационные свойства грунтов / Ю.Г. Трофименков, А.А. Добровольский // Материалы III Всесоюзной конференции «Волны в грунтах и вопросы виброметрии». – 1975. – С. 118–126.
72. Тубольцев В.М. Влияние вибраций, возникающих от действия подвижной нагрузки, на изменение прочностных характеристик связных грунтов / В.М. Тубольцев, А.Н. Шанина // Вопросы геотехники. – 1969. – № 15. – С. 40–47.
73. Усов А.Н. Закономерности проявления неустойчивости в глинистых грунтах в условиях монотонного трехосного сжатия / А.Н. Усов, Е.А. Сенцова, Е.А. Вознесенский // Инженерные изыскания. – 2014. – №5-6. – С. 19-23.
74. Флорина Н. В. О сопротивлении сдвигу при вибрационных воздействиях / Н. В. Флорина // Научно-технический бюллетень ЛПИ им. М.И. Калинина. –1960. – № 4. – С. 41–46.
75. Фуникова В. В. Влияние параметров состава и условий нагружения на динамическую устойчивость песчаных и глинистых грунтов: дисс. ... канд. геолого-мин. наук: 25.00.08 / Фуникова Виктория Викторовна; МГУ им. М.В.Ломоносова. – М., 2002. – 173 с.
76. D 5311-92. Standard test method for controlled cyclic triaxial strength of soil US: ASTM International, 2004. – 10 pp.
77. El Mohtar C. S. Evaluation of the 5% double amplitude strain criterion / C. S. El Mohtar // Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2009. – P. 80–83.
78. Ishihara K. Cyclic strength characteristics of tailings materials / K. Ishihara // Soils Found. – 1980. – № 4 (20). P. 127–142.

79. Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes / K. Ishihara // *Geotechnique*. – 1993. – № 3 (43). – P. 351–415.
80. Ishihara K. Dynamic strength of cohesive soil / K. Ishihara, K. Kasuda // *Proceedings of the 6<sup>th</sup> Conference on soil mechanics and foundation engineering*. – 1984. – P. 91–98.
81. Ishihara K. Residual strength of clay under seismic loading / K. Ishihara, A. Nagao, R. Mano // *Proceedings of the 4<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*. – 1983. – P. 13.
82. Ishihara K. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses / K. Ishihara, F. Tatsuoka, S. Yasuda // *Soil and foundations*. – 1975. – № 1 (15). – P. 29–44.
83. Kramer S. L. *Geotechnical Earthquakes Engineering* / S. L. Kramer, Washington: University of Washington, 1996. – 633 pp.
84. Ladd R. S. Specimen preparation and cyclic stability of sands / R. S. Ladd // *Journal of the Geotechnical Engineering*. – 1977. – № 103. – P. 535–547.
85. Lambe T.W. Methods of estimating settlements / T.W. Lambe // *Journal of the Soil Mechanics and foundations Division*. – 1964. - № 90. – P. 43-67.
86. Lambe T.W. *Soil mechanics* / T.W. Lambe, R.V. Whitman. New York, USA: John Wiley&Sons Inc., 1979. – 286 p.
87. Mulabdic M. Area correction in triaxial testing / Mulabdic M., Sweden: SGI, 1993. – 21 pp.
88. Polito C. P. The Effects of Non-Plastic and Plastic Fines on the Liquefaction of Sandy Soils: Ph.D. Thesis / Polito C. P.; Virginia Polytechnic Institute and State University. – Blacksburg, 1999. – 208 p.
89. Powrie W. *Soil mechanics concepts and applications* / W. Powrie, 2nd edition, Abingdon, UK: Spon Press, 2004. – 675 pp.
90. Roscoe K. H. On the yielding of soils / K. H. Roscoe, A. N. Schofield, C. P. Wroth // *Geotechnique*. – 1958. – № 1 (8). – P. 22–53.
91. Schofield A. N. *Critical state soil mechanics* / A. N. Schofield, P. Wroth, New York, USA: McGraw-Hill Inc., 1968. – 310 pp.
92. Seed H. B. Ground motion and soil liquefaction during earthquake / H. B. Seed, I. M. Idriss, Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 1982. – 134 p.
93. Seed H. B., Lee K. L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading / H. B. Seed, K. L. Lee // *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. 1966. – № 92. – P. 105–134.
94. Seed H.B. Pulsating load test on samples of clay and silt from Anchorage, Alaska, Appendix C: Report on Anchorage area soil studies to U.S. Army Engineer District, Anchorage, Alaska / H.B. Seed, C.K. Chan, Seattle, Wash.: Shanon&Wilson, – 1964. – 156 p.

95. Shahnazari H. Experimental study on the phase transformation point of crushable and noncrushable soils / H. Shahnazari, M. A. Tatunchian, R. Rezvani // *Marine Georesources and Geotechnology*. – 2017. – № 2 (35). – P. 176–185.
96. Silver M. L. Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand / Silver M. L. [et al.]. // *Journal of the Geotechnical Engineering*. – 1976. – № 102. – P. 511–523.
97. Świdziński W. Instability Line as a Basic Characteristic of Non-Cohesive Soils / W. Świdziński, J. Mierczyński // *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*. – 2005. – № 1 (52). – P. 59–85.
98. Tatsuoka F. Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods / F. Tatsuoka // *Soils and Foundations*. – 1986. – № 3 (26). – P. 23–41.
99. Townsend F. C. A review of factors affecting cyclic triaxial tests / F. C. Townsend // *Denver: American Society for Testing and Materials*. – 1978. P. – 356–384.
100. Wichtmann T., Triantafyllidis T. Monotonic and cyclic tests on kaolin: database for the development, calibration, and verification of constitutive models for cohesive soils with focus to cyclic loading / T. Wichtmann, T. Triantafyllidis // *Acta Geotechnica*. – 2018. – № 13 (5). – P. 1103–1128.
101. Woods R. D. Measurement of dynamic soil properties / R. D. Woods // *Proceedings: ACSE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference "Earthquake Engineering and Soil Dynamics"*, Pasadena. – 1978. – P. 91–178.
102. Wu J. Laboratory study of liquefaction triggering criteria / Wu J. [et al.]. // *Proceedings: 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*. – 2004. – P. 1–14.





№ п/п	Номер образца	Глубина отбора образца (м)		Гранулометрический состав в % по массе фракций в мм											Плотность частиц грунта, (г/см <sup>3</sup> )	Плотность скелета грунта (г/см <sup>3</sup> )		Коэф. пористости		Угол естеств. откоса, (град)		Коэф. фильтрации, (м/сут)		Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация		
		от	до	галька (хрящ)					гравий (дресва)		песчаные частицы					пыль и глина	ρ <sub>s</sub>	ρ <sub>d</sub> max	ρ <sub>d</sub> min	e max	e min	φ <sub>s</sub>	φ <sub>w</sub>		K <sub>f</sub> , max	K <sub>f</sub> , min
				>40	>20	>10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	<0,05												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25		
23	м23	7.1	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.5	17.2	68.4	8.3	5.1	1.57	0.72	1.24	35	29	3.46	4.61		Песок мелкий	
24	м24	14.8	15.0	0.0	0.0	1.0	0.6	0.3	0.2	1.4	44.7	40.0	6.3	5.5	2.73	1.59	0.71	1.09	35	27	2.88	6.91		Песок мелкий		
25	м25	11.3	11.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	1.0	2.5	37.0	54.6	2.0	2.8	2.75	1.68	0.64	0.96	34	24	1.15	7.20		Песок мелкий		
26	м26	11.0	11.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	17.1	71.1	6.5	4.8	2.72	1.68	0.62	1.01	34	26	0.72	4.03		Песок мелкий		
27	м27	12.4	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.2	12.3	82.6	2.6	2.1	2.73	1.65	0.65	1.13	34	24	2.88	10.37		Песок мелкий		
28	м28	12.5	12.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.7	2.9	27.3	54.1	6.0	8.8	2.72	1.73	0.57	0.97	40	33	0.43	1.73		Песок мелкий		
29	м29	17.5	18.0	0.0	0.0	8.0	13.7	11.0	8.2	18.9	23.6	11.0	1.8	1.7	2.67	1.93	0.38	0.73	37	23	2.02	5.18		Песок гравелистый		
30	м30	17.8	18.2	0.0	0.0	6.6	14.6	12.4	6.5	13.6	27.3	11.5	2.7	4.9	2.65	1.88	0.41	0.72	38	25	1.38	3.46		Песок гравелистый		
31	м31	19.3	19.5	0.0	0.0	3.5	8.2	8.3	8.7	12.9	28.5	23.7	2.1	4.1	2.65	1.77	0.50	0.81	40	27	0.58	3.17		Песок гравелистый		
32	м32	18.5	19.0	0.0	0.0	18.4	23.8	14.0	4.2	13.4	18.1	4.3	0.9	0.7	2.65	1.83	0.44	0.61	34	20	14.40	31.10		Песок гравелистый		
33	м33	22.3	24.0	0.0	0.0	1.8	14.4	12.3	7.5	13.1	17.7	11.5	1.3	1.1	2.65	1.86	0.43	0.64	37	23	3.17	4.61		Песок гравелистый		
34	м34	21.3	21.5	0.0	0.0	1.9	9.5	21.2	28.4	25.5	9.2	2.2	0.6	1.4	2.65	1.88	0.41	0.66	35	28	11.52	23.04		Песок гравелистый		
35	м35	18.5	18.7	0.0	0.0	2.3	12.5	12.7	8.9	25.7	22.9	9.6	1.6	3.9	2.68	1.91	0.40	0.67	35	30	4.61	7.49		Песок гравелистый		

Приложение 2. Характеристика глинистых грунтов

№ п/п	Номер образца	Естественная влажность (%)	Плотность (г/см <sup>3</sup> )	Плотность скелета грунта (г/см <sup>3</sup> )	Плотность частиц (г/см <sup>3</sup> )	Коэффициент пористости (д.е.)	Степень влажности (д.е.)	Верхний предел пластичности (%)	Нижний предел пластичности (%)	Число пластичности (%)	Показатель текучести	Гранулометрический состав в % по массе фракций в мм											Наименование грунта по ГОСТ 25100–2020 Грунты. Классификация	
												W	$\rho$	$\rho_d$	$\rho_s$	e	S <sub>r</sub>	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	>10 мм		10-5 мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	Глина легкая пылеватая тугопластичная
1	мг1	59	1.59	1.00	2.67	1.67	0.94	74	48	26	0.43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
2	мг2	59	1.61	1.01	2.67	1.64	0.97	74	48	26	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
3	мг3	59	1.62	1.02	2.67	1.62	0.97	74	48	26	0.43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
4	мг4	59	1.60	1.01	2.67	1.66	0.95	74	48	26	0.44	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
5	мг5	59	1.61	1.02	2.67	1.63	0.96	74	48	26	0.41	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
6	мг6	60	1.59	0.99	2.67	1.69	0.95	74	48	26	0.47	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
7	мг7	60	1.61	1.01	2.67	1.66	0.97	74	48	26	0.47	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
8	мг8	59	1.62	1.02	2.67	1.62	0.97	74	48	26	0.43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
9	мг9	59	1.62	1.02	2.67	1.63	0.97	74	48	26	0.44	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
10	мг10	60	1.63	1.02	2.67	1.61	0.99	74	48	26	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
11	мг11	58	1.61	1.02	2.67	1.63	0.96	74	48	26	0.41	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
12	мг12	59	1.62	1.02	2.67	1.62	0.97	74	48	26	0.43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
13	мг13	59	1.60	1.01	2.67	1.65	0.95	74	48	26	0.43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
14	мг14	61	1.6	0.99	2.67	1.70	0.95	74	48	26	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
15	мг15	60	1.61	1.00	2.67	1.66	0.97	74	48	26	0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
16	мг16	59	1.63	1.02	2.67	1.61	0.98	74	48	26	0.44	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
17	мг17	60	1.62	1.01	2.67	1.63	0.98	74	48	26	0.46	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
18	мг18	60	1.63	1.02	2.67	1.63	0.99	74	48	26	0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
19	мг19	59	1.61	1.01	2.67	1.64	0.96	74	48	26	0.43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
20	мг20	60	1.60	1.00	2.67	1.66	0.96	74	48	26	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
21	мг21	61	1.59	0.99	2.67	1.70	0.95	74	48	26	0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	5.8	82.0	6.9	3.7	Глина легкая пылеватая тугопластичная	
22	мгм1	87	1.49	0.80	2.64	2.31	0.99	92	39	53	0.92	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	

№ п/п	Номер образца	Естественная влажность (%)	Плотность (г/см <sup>3</sup> )	Плотность скелета (г/см <sup>3</sup> )	Плотность грунта (г/см <sup>3</sup> )	Плотность частиц (г/см <sup>3</sup> )	Коэффициент пористости (д.е.)	Степень влажности (д.е.)	Верхний предел пластичности (%)	Нижний предел пластичности (%)	Число пластичности (%)	Показатель текучести	Гранулометрический состав в % по массе фракций в мм											Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация
													W	$\rho$	$\rho_d$	$\rho_s$	e	$S_r$	$W_L$	$W_P$	$I_P$	$I_L$	>10 мм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	Глина тяжелая текучепластичная
23	МГМ2	80	1.54	0.85	2.64	2.09	1.00	91	38	53	0.79	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	11.7	23.1	26.8	37.5	Глина тяжелая текучепластичная	
24	МГМ3	79	1.47	0.82	2.64	2.21	0.94	90	36	54	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	
25	МГМ4	81	1.54	0.85	2.64	2.10	1.00	89	37	52	0.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	
26	МГМ5	79	1.51	0.84	2.64	2.13	0.98	92	34	58	0.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	
27	МГМ6	83	1.53	0.84	2.64	2.16	1.00	90	37	53	0.87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	
28	МГМ7	84	1.50	0.81	2.64	2.24	0.99	91	39	52	0.87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	
29	МГМ8	83	1.52	0.83	2.64	2.18	1.00	91	38	53	0.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	
30	МГМ9	80	1.55	0.86	2.64	2.07	1.00	89	39	50	0.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Глина тяжелая текучепластичная	